

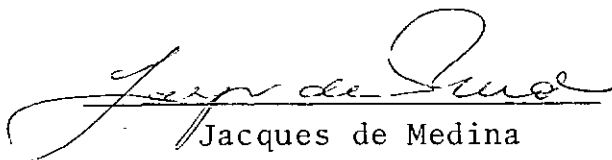
DESEMPENHO DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

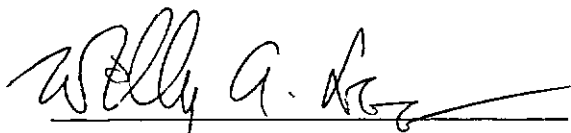
NO ESTADO DO PARANÁ

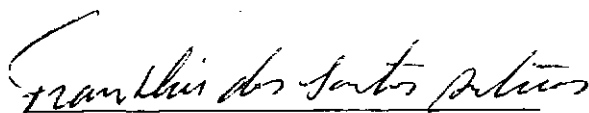
Luiz Antonio dos Santos Aranovivh

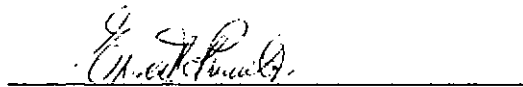
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:


Jacques de Medina
(Presidente)


Willy Alvarenga Lacerda


Franklin dos Santos Antunes


Ernesto Simões Preussler

ARANOVICH, LUIZ ANTONIO DOS SANTOS

Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná (Rio de Janeiro), 1985.

xv, 359p. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1985).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro , COPPE.

- | | | |
|----------------------------|----------------|------------|
| 1. Pavimentação | 2. Materiais | 3. Tráfego |
| 4. Avaliação de Pavimentos | I. COPPE -UFRJ | |
| II. Título (série) | | |

AGRADECIMENTOS

Esse trabalho foi escrito por mim en quanto funcionário do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. Obtive meus créditos de mestrado em 1982 as suas custas. Realizei todos os serviços de campo, laboratório e escritório dentro do DER/PR utilizando seus funcionários, instalações, veículos e outras facilidades. Não cabe aqui um agradecimento ao órgão; a dissertação, de fato, é sua propriedade.

Particularmente devo lembrar o apoio dos ex-diretores gerais do DER/PR, engº Euler Merlin, o engº Olivo Zanella e do atual diretor, engº Heinz Georg Herwig.

Ao meu colega e amigo Argus Thá Heyn companheiro inseparável de inventários de pavimentos e de estudos, devo grande parte do meu conhecimento e do incentivo para terminar o trabalho.

Ao meu colega e amigo Mauro Rieke devo o aprendizado da necessária organização que me permitiu finalizar o trabalho.

Ao meu colega e amigo Carlos Alexandre Vendramini devo o aprendizado do exercício da dúvida, indispensável ao avanço do auto-conhecimento e conhecimento em geral.

Ao meu professor, orientador e amigo Jacques de Medina devo a orientação e a paciência de ler, analisar e corrigir meus textos.

Ao falecido colega Mário Sanchez Cam^upodonico devo parte do meu conhecimento de mecânica dos solos e de organização para o estudo e pesquisa.

Ao colega e amigo João Baptista da Silveira Mello Fº devo o apoio e dedicação na orientação dos ensaios de laboratório e na análise dos seus resultados.

Agradeço o esforço no árduo trabalho de campo e no serviço de laboratório de todos os laboratoris - tas das seções de Solos e Agregados e Ligantes da Divisão de Pesquisa e Desenvolvimento do DER/PR. Em particular lembro os

amigos Gilson Carraro, José Pessuschi Junior, Marco Antonio Tessari, José Nevori Rios, Antonio Carlos Gura, Durval de Oliveira Neto, José Francisco da Rocha, Antonio Carlos Fonseca, Vlademir Tessari, Cyro Mendes de Moraes Filho, Ernesto Dezone, Reginaldo do Prado e Luiz Roberto do Vale.

Não posso esquecer os serventes que com muito suor escavaram as trincheiras e carregaram a pesada viga Benkelman e os motoristas dos caminhões lastreados.

Agradeço ainda aos estudantes de engenharia e desenhistas Rubens Brazetti e Albano Aranovich pelos desenhos e organização das tabelas. Ao meu irmão agradeço ainda à correção dos originais e o incentivo sempre presente.

À Sirley Fabri, que teve a paciência de decifrar meus manuscritos, bater e rebater textos intermináveis.

Agradeço à Clarinda, que nunca me deixou esmorecer.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.S.C.)

DESEMPENHO DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO DO ESTADO DO PARANÁ

Luiz Antonio dos Santos Aranovich

Maio de 1985

Orientador: Jacques de Medina

Programa : Engenharia Civil

Nesse trabalho são apresentados os resultados do acompanhamento do desempenho de alguns pavimentos não convencionais do Estado do Paraná, Brasil.

Introdutoriamente são discutidos alguns aspectos teóricos e práticos da avaliação de pavimentos. Nessa análise chega-se a conclusão da necessidade dos órgãos rodoviários se equiparem com medidores de irregularidades longitudinais e da dificuldade de se obter uma classificação universal de defeitos de superfície de pavimentos.

Discute-se também as cargas rodoviárias em termos de fatores de equivalência de eixos de carga. Conclue-se que os engenheiros projetistas de pavimentos devem utilizar mais dos instrumentos teóricos (análise mecânica) para decidir quais fatores usar em seus projetos.

Os materiais utilizados na construção dos pavimentos não convencionais são analisados mais ou menos profundamente, dando-se ênfase aos solos arenosos finos e as argilas vermelhas de basalto.

São discutidos ainda alguns aspectos teóricos e práticos dos projetos e construções dos pavimentos não convencionais.

Finalmente são apresentados os resultados de sete anos de avaliações de desempenho de doze pavimentos escolhidos no Estado do Paraná. Conclue-se pela possibilidade de construção de pavimentos de tráfego médio e baixo com materiais não especificados na maior parte das especificações vigentes.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PERFORMANCE OF LOW COST PAVEMENTS IN PARANÁ STATE

Luiz Antonio dos Santos Aranovich

1985, May

Chairman: Jacques de Medina

Department: Civil Engineering

In this work the finds of a study on the performance of some non conventional pavements in the State of Paraná, Brazil, are presented.

Initially, some aspects of the theory and practice of pavement evaluation are discussed. Two main conclusions can be extracted from that analysis: a) it is aparent the necessity for the Highway Departments to equip themselves with roughness indicators; b) it becomes extremely difficult to elaborate a universal classification of pavement surface distress.

The vehicular traffic, in terms of equivalent wheel load factors, is also discussed. This discussion draws the conclusion that the pavement designers should make a better use of the theoretical mechanistic approach in order to decide the factors to be used in their designs.

Materials used in the construction of non conventional pavements are more or less deeply analysed, giving emphasis to fine sandy soils and basaltic clays.

Some theoretical and practical aspects of design and construction of non conventional pavements are also brought to discussion.

At the end, the results of seven years of performance evaluations of twelve pavements in the State of Paraná are presented. The conclusion is that low and medium traffic pavements are feasible to be constructed with materials not specified in most specifications under use.

ÍNDICE

Página

APRESENTAÇÃO.	1
CAPÍTULO I - DESEMPENHO DE PAVIMENTOS	4
0) INTRODUÇÃO.	4
1.0) A ARTE DE AVALIAR PAVIMENTOS.	8
1.1) A AVALIAÇÃO DOS DANOS DE SUPERFÍCIE	8
1.2) AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL OU QUALIDADE DE ROLAMENTO.	9
1.2.1) RUGOSÍMETRO BPR	11
1.2.2) MAYSMETER	12
1.2.3) PERFILÔMETRO DE DINÂMICA DE SUPERFÍCIE.	13
1.2.4) ANALISADOR DE PERFIL LONGITUDINAL (APL)	14
1.3) AVALIAÇÃO DO ATRITO SUPERFICIAL	16
1.4) AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL.	16
2.0) A EXPERIÊNCIA MUNDIAL E BRASILEIRA NA AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS.	21
2.1) AASHO ROAD TEST	21
2.1.1) MEDIÇÕES FÍSICAS.	23
2.1.2) MEDIDAS DE PERFILÔMETRO	25
2.1.3) OUTRAS MEDIDAS.	28
2.2) CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION	29
2.2.1) MEDIDAS DAS VARIÁVEIS	31
2.2.2) ANÁLISE DE REGRESSÃO DOS DADOS.	33
2.3) TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY.	34
2.4) MODELO DE INVESTIMENTO DE TRANSPORTE RODOVIÁRIO PARA PAÍSES EM DESENVOLVIMENTO (TRRL-BIRD).	39
2.4.1) RESULTADOS OBTIDOS.	41

	Página
2.5) SASKATCHEWAN.	44
2.5.1) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS COM CAR ROAD METER.	44
2.5.2) MEDIDAS DE DEFLEXÃO	45
2.5.3) AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SUPER- FÍCIE.	45
2.6) INSTITUTO DO ASFALTO.	47
2.7) MÉTODO BRASILEIRO DE AVALIAÇÃO DE PA- VIMENTOS.	47
2.7.1) AVALIAÇÃO SUBJETIVA DA QUALIDADE DE ROLAMENTO.	47
2.7.2) AVALIAÇÃO OBJETIVA DA SUPERFÍCIE. .	49
2.7.3) AVALIAÇÃO ESTRUTURAL.	52
2.8) PESQUISA DE INTER-RELACIONAMENTO EN- TRE OS CUSTOS DE CONSTRUÇÃO, CONSER- VAÇÃO E UTILIZAÇÃO DE RODOVIAS(PICR). .	54
2.8.1) MEDIÇÕES DAS IRREGULARIDADES. . . .	54
2.8.2) DEFLEXÃO RECUPERÁVEL.	55
2.8.3) CONDIÇÃO DAS SUPERFÍCIES.	55
2.8.4) MODELOS DE DETERIORAÇÃO OBTIDOS . .	56
2.8.5) CUSTO DE OPERAÇÃO DOS USUÁRIOS. . .	58
3.0) COMENTÁRIOS.	59
3.1) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS.	64
3.2) DEFEITOS DE SUPERFÍCIE E ÍNDICES DE CONDIÇÃO.	71
3.2.1) DESGASTE.	72
3.2.2) PANEAS	74
3.2.3) REMENDOS.	74
3.2.4) ONDULAÇÕES OU CORRUGAÇÕES	75
3.2.5) EXSUDAÇÃO.	76
3.2.6) TRINCAS.	77
3.2.7) AFUNDAMENTOS.	78
3.3) A AVALIAÇÃO MECANICISTA	81
4.0) CONCLUSÕES.	83

BIBLIOGRAFIA.	84
-----------------------	----

CAPÍTULO II - CONSIDERAÇÕES SOBRE TRÁFEGO NOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO.

0) INTRODUÇÃO.	89
1.0) PESAGEM DE EIXOS.	89
1.1) ESTAÇÕES DE PESQUISA-CRITÉRIOS ADOTADOS NA ESCOLHA.	90
1.2) EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	91
1.3) PERÍODO DE PESAGENS E EQUIPES	92
1.4) SÍTIOS DE PESAGEM.	94
2.0) FATORES DE EQUIVALÊNCIA DOS EIXOS DE CARGA.	100
2.1) HISTÓRICO DA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DESTRUTIVOS DOS EIXOS DE CARGA.	100
2.2) OS FEEC ADOTADOS NO BRASIL-MÉTODO DO DNER.	101
2.3) FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA ORIUNDOS DO AASHO ROAD TEST.	104
2.3.1) CRÍTICAS AOS FEEC DO AASHTO	108
2.4) A ANÁLISE MECANICISTA E OS FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE EIXOS DE CARGA.	113
2.5) FEEC PARA PAVIMENTOS REVESTIDOS COM TRATAMENTOS SUPERFICIAIS.	124
3.0) RESULTADOS FINAIS E CONCLUSÕES.	126
BIBLIOGRAFIA.	132

CAPÍTULO III - MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

1.0) ESBOÇO GEOMORFOLÓGICO-GEOLÓGICO-PEDOLÓGICO DO NORTE, OESTE E SUDOESTE DO ESTADO DO PARANÁ.	135
---	-----

	Página
1.1) RELEVO.	135
1.2) CLIMA	137
1.3) GEOLOGIA.	137
1.3.1) ARENITO CAIUÁ	137
1.3.2) BASALTO SERRA GERAL	140
1.4) PEDOLOGIA.	143
1.4.1) LATOSOL VERMELHO ESCURO DISTRÓFICO.	144
1.4.2) PODZÓLICO VERMELHO AMARELO.	144
1.4.3) PODZÓLICO VERMELHO AMARELO EQUIVA- LENTE EUTRÓFICO.	145
1.4.4) TERRA ROXA ESTRUTURADA EUTRÓFICA E DISTRÓFICA.	145
1.4.5) BRUNIZEM AVERMELHADO E SOLOS LITO- LICOS.	145
1.4.6) LATOSOL ROXO DISTRÓFICO	146
2.0) MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO RODOVIÁRIA.	146
2.1) SOLOS ARENOSOS FINOS.	147
2.1.1) GRANULOMETRIA DOS S.A.F..	147
2.1.2) MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (MERG) E PROPRIEDADES PLÁSTICAS	148
2.1.3) CLASSIFICAÇÃO DOS S.A.F.	150
2.1.4) COMPACTAÇÃO DOS S.A.F.	153
2.1.5) INDICE DE SUPORTE CALIFORNIA(ISC) DOS S.A.F.	154
2.1.6) CARACTERÍSTICAS TENSÃO x DEFORMA- ÇÃO SOB CARGA REPETIDA DOS S.A.F.	170
2.1.7) RELAÇÕES ENTRE ISC e Mr.	179
2.2) ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO(A.V.B.).	180
2.2.1) GRANULOMETRIA DAS A.V.B.	185
2.2.2) MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (MERG).	186
2.2.3) CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DAS A.V.B.	186
2.2.4) COMPACTAÇÃO DAS A.V.B.	188
2.2.5) INDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA.	189

2.2.6) CARACTERÍSTICAS TENSÃO x DEFORMAÇÃO SOB CARGA REPETIDA DAS A.V.B.	196
2.3) SOLOS DE TRANSIÇÃO.	207
2.3.1) OCORRÊNCIA.	207
2.3.2) CLASSIFICAÇÃO	207
2.3.3) PROPRIEDADES.	209
2.4) BASALTO ALTERADO.	209
2.5) CASCALHOS.	214
2.5.1) CARACTERÍSTICAS DOS CASCALHOS	214
2.6) MATERIAIS BRITADOS.	216
2.6.1) GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS BRITADOS.	216
2.6.2) ADESIVIDADE DOS BASALTOS AO BETUME.	217
2.6.3) DURABILIDADE E ABRASÃO DOS BASALTOS.	217
2.6.4) COMPACTAÇÃO DE BASES DE BRITA GRADUADA DE BASALTOS.	217
2.7) SOLO-CIMENTO E SOLO MELHORADO COM CIMENTO.	218
2.8) SOLO - CAL.	219
2.9) REVESTIMENTOS	220
2.9.1) CONCRETO ASFÁLTICO.	220
2.9.2) TRATAMENTOS SUPERFICIAIS.	220
2.9.3) REVESTIMENTOS DE PRÉ-MISTURADO À FRIO.	223
BIBLIOGRAFIA	224
ANEXO III-1- MACADAME SECO	228
 CAPÍTULO IV - ALGUNS ASPECTOS DO PROJETO E CONSTRUÇÃO DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO.	 235
0) INTRODUÇÃO.	235
1.0) PROJETO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO	236

1.1) PROBLEMAS PARTICULARES DOS PROJETOS DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO DO ESTADO DO PARANÁ.	239
1.1.1) SOLO ARENOSO FINO	239
1.1.2) ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO.	242
2.0) CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO- CUSTO.	244
2.1) CONTROLE DE EXECUÇÃO DE REGULARIZA- ÇÃO, SUB-BASES E BASES.	244
2.2) CONTROLE DE EXECUÇÃO DOS REVESTIMEN- TOS.	249
BIBLIOGRAFIA.	250

CAPÍTULO V- ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DOS SEG - MENTOS DE OBSERVAÇÃO	251
0) INTRODUÇÃO.	251
1.0) PARÂMETROS OBSERVADOS E MEDIDOS NA SU- PERFÍCIE	252
1.1) DESGASTES.	252
1.2) PANELAS E REMENDOS	254
1.3) ONDULAÇÕES E CORRUGAÇÕES	254
1.4) EXSUDAÇÃO.	254
1.5) TRINCAMENTO.	254
1.6) AFUNDAMENTOS	254
1.7) DEFLEXÃO RECUPERÁVEL	255
1.8) BACIAS DE DEFORMAÇÃO	256
1.9) MEDIÇÃO DAS IRREGULARIDADES LONGITUDI- NAIS.	258
2.0) CARACTERIZAÇÃO DAS CAMADAS DOS PAVI - MENTOS.	258
3.0) INTERVALOS ENTRE AS OBSERVAÇÕES.	259

	Página
4.0) AVALIAÇÃO DO TRÁFEGO.	259
5.0) DESCRIÇÃO DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO RESULTADOS OBTIDOS.	260
5.1) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FOZ DO CHOPIM- DOIS VIZINHOS.	261
5.2) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO PATO BRANCO - ITAPEJARA D'OESTE	264
5.3) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA-BR-376(I) .	268
5.4) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA-BR-376(II). .	271
5.5) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO GOIOERÊ-IVº CENTE- NÁRIO.	274
5.6) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO-PALOTINA. .	277
5.7) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO JAGUAPITÃ-GUARA- CI.	281
5.8) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO- ASSIS CHATEAUBRIAND	284
5.9) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA	287
5.10) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO-BEL- TRÃO-DOIS VIZINHOS(I).	290
5.11) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO BEL- TRÃO-DOIS VIZINHOS(II)	293
5.12) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO XAMBRÊ-UMUARAMA .	296
6.0) COMENTÁRIOS.	306
6.1) SOBRE A GEOLOGIA.	306
6.2) SOBRE OS SOLOS.	306
6.3) SOBRE O CLIMA	307
6.4) SOBRE OS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO.	307
6.5) UMIDADE E DENSIDADE DOS MATERIAIS	308
6.6) AVALIAÇÃO DE SUPERFÍCIE.	310

6.6.1) DESGASTE NOS TRATAMENTOS SUPERFICIAIS.	310
6.6.2) ANÁLISE DO TRINCAMENTO	312
6.6.3) ANÁLISE DO TRILHAMENTO	315
6.6.4) EXSUDAÇÃO.	315
6.6.5) PANEIS E REMENDOS	315
6.6.6) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS.	317
6.7) AVALIAÇÃO ESTRUTURAL COM VIGA BENKELMAN.	323
6.7.1) DEFLEXÃO.	323
6.7.2) ANÁLISE DAS BACIAS DE DEFORMAÇÃO	325
7.0) CONCLUSÕES.	329
BIBLIOGRAFIA.	333
ANEXO V-1- PLUVIOMETRIA DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO	335
ANEXO V-2- AFERIÇÃO DO RUGOSÍMETRO BPR.	344
CAPÍTULO VI- FINAL.	351
0) INTRODUÇÃO	351
1.0) RECOMENDAÇÕES.	351
1.1) AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS	351
1.2) SOLO ARENOSO FINO.	353
1.3) ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO	355
1.4) BASALTO ALTERADO(SAPROLITO).	356
1.5) AGREGADOS BASÁLTICOS.	358
2.0) FINAL.	358
BIBLIOGRAFIA	359

APRESENTAÇÃO

O Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná iniciou em 1.975 a construção de pavimentos de baixo-custo para rodovias vicinais e alimentadoras de tráfego baixo e médio.

Como o nome indica, pavimentos de baixo custo são essencialmente pavimentos tais que podem ser construídos e mantidos a um custo relativamente baixo (VAZIRANI,1)*

Segue daí que tais pavimentos devem, tanto quanto possível, ser construídos com materiais localmente disponíveis e de tal forma que os futuros melhoramentos sejam possíveis sem que se incorram em gastos que possam ser chamados de infrutíferos.

Um gasto infrutífero seria colocar uma espessa camada de base não tratada sobre revestimento de concreto asfáltico para aumentar a capacidade estrutural do pavimento como um todo, para responder a um aumento de tráfego.

Nesse sentido, os pavimentos de baixo custo somente em casos especiais seriam construídos com outro tipo de revestimento diferente de tratamento superficial.

A exigência de que sejam utilizados materiais localmente disponíveis tem sido atendida na maior parte do Estado do Paraná onde se construíram e se constroem pavimentos de baixo-custo. Naturalmente que se exige, para encontrar e especificar tais materiais, uma dose de pesquisa geralmente não necessária para os materiais ortodoxos.

Entre os materiais utilizados como base citam-se os "solos arenosos finos" que exigiram um grande volume de pesquisa da equipe do IPAI da Universidade de São Carlos (VILLIBOR,2) e do Centro de Pesquisa e Desenvolvimento do DER do Paraná (MAGALHÃES,3). Utilizaram-se também cascalhos argilosos depositados em paleovales de alguns rios paranaenses.

Outro material de utilização mais recente são os diamictitos de Grupo Itararé, que encontram aplicação em base de rodovias de baixo volume de tráfego.

* Os números entre parênteses indicam a referência bibliográfica no fim de cada capítulo.

Outra técnica que tem obtido e que está obtendo grande sucesso é a utilização dos materiais não tratados no campo da restauração de pavimentos.

Como aconteceu na maior parte das vezes no desenvolvimento da técnica de pavimentação, primeiro construíram-se os pavimentos para depois saber se os mesmos tinham um desempenho razoável. Tal procedimento, na maior parte das vezes no entanto, é perfeitamente válido. A experiência e o julgamento do engenheiro são suficientes para julgar o comportamento, a curto prazo, de determinado material. Tais atributos do técnico não bastam, entretanto, para aquilatar quantitativamente, o desempenho futuro de um pavimento, a otimização da utilização do material e as implicações econômicas da sua escolha. A determinação das consequências implica em profundo conhecimento dos materiais e um estafante trabalho de pesquisa bibliográfica, de laboratório e principalmente de campo.

Um dos maiores problemas com que se defronta o pesquisador de pavimentos de baixo-custo é a rala literatura disponível. A grande parte do esforço da pesquisa está dirigida para pavimentos convencionais, onde misturas betuminosas densas recobrem uma ou mais camadas de materiais selecionados e/ou tratados.

Como causa principal dessa situação pensa o fato que as obras de baixo custo são construídas com materiais eminentemente regionais ou locais, utilizando-se técnicas específicas.

Quem escolhe os materiais e apura a técnica construtiva são geralmente engenheiros de obras que, desgraçadamente, não costumam publicar na imprensa especializada a sua experiência.

A experiência com esse tipo de pavimento em países de climas tropicais produz dividendos literários ainda mais raros. Nesses países, além da causa principal já apontada acima, somam-se: reduzido número de órgãos de imprensa especializada e de reuniões técnicas que tratem de assuntos específicos.

No Brasil, somente nos últimos 5 ou 6 anos, começaram a aparecer trabalhos de pesquisa sistemática sobre pavimentos não convencionais. Entre os trabalhos de grande divulgação e pioneiros, relacionan-se as experiências leva-

das a cabo pela equipe da Escola de Engenharia de São Carlos sob a orientação do Prof. JOB S. NOGAMI. Estes pesquisadores, através de uma técnica construtiva apurada e de um grande esforço da pesquisa, viabilizaram o uso do chamado Solo Arenoso Fino como base rodoviária (UTYAMA, 4).

A experiência frutificou, na região de Araraquara, em São Paulo, com a construção de algumas centenas de quilômetros de pavimentos de custo extremamente baixo, duráveis e de boa qualidade. O solo arenoso fino provara assim sua adequação à construção de bases.

Foi no entanto, na região noroeste do Estado do Paraná, contígua a São Paulo, que se implantou uma malha rodoviária de baixo custo de grandes proporções, utilizando-se este tipo de solo.

Também em outras regiões do Paraná, construíram-se pavimentos bastante mais baratos que os convencionais utilizando-se de materiais e de técnicas não convencionais.

Parte de experiência paranaense foi publicada e discutida em reuniões técnicas de âmbito nacional a partir de 1978 (MAGALHÃES, 3).

O capítulo I deste trabalho dedica-se ao estudo, a longo prazo, do comportamento de pavimentos no que tange à pesquisa bibliográfica e aplicação das conclusões alcançadas no acompanhamento do desempenho de alguns tipos de pavimentos de baixo custo do Estado do Paraná.

O capítulo II trata do tráfego veicular e as cargas rodoviárias.

No capítulo III analisam-se, mais ou menos profundamente, uma série de materiais utilizados na construção dos pavimentos de baixo-custo.

No quarto capítulo são estudadas, de uma forma geral, as técnicas de projeto e de construção desses pavimentos.

O capítulo V trata do acompanhamento do desempenho de alguns segmentos de observação. Apresenta e comenta resultados obtidos.

Finalmente o sexto capítulo expõe as conclusões alcançadas e recomendações para a continuação da pesquisa.

CAPÍTULO I - DESEMPENHO DE PAVIMENTOS

0) INTRODUÇÃO

A pavimentação sistemática em grande escala no Brasil iniciou na década de 50. De grande auxílio nessa etapa inicial, os engenheiros rodoviários, principalmente norte-americanos, trouxeram sua contribuição, através do trabalho direto ou na forma de normas, especificações e métodos de dimensionamento de pavimentos.

Com o passar dos anos a engenharia brasileira soube se desenvolver independentemente, sem deixar entretanto de se aproveitar das contribuições fornecidas pela pesquisa em outros países. Como exemplo desse modo de proceder citam-se o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER para o qual contribuem o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (o arcabouço do método), a AASHO (os coeficientes estruturais de alguns materiais) e o Instituto do Asfalto (o coeficiente estrutural do revestimento de concreto asfáltico).

Um outro exemplo recente é a adoção pelo DNER (1979) de dois métodos de reforço de pavimentos: um, oriundo da experiência californiana e outro, da argentina.

Até há bem pouco tempo atrás, a engenharia rodoviária brasileira tinha-se ocupado preferencialmente em solidificar sua experiência em projeto e construção, em desenvolver seus laboratórios e em aplicar os resultados da pesquisa de países mais adiantados.

Atualmente, com o desenvolvimento de centros independentes de pesquisa em pavimentação e com o esforço do IPR, a pesquisa começou a se tornar uma realidade no Brasil.

A preocupação com as peculiaridades no clima e do solo brasileiro tem demonstrado que existem materiais úteis além daqueles especificados nos manuais do AASHTO. Demonstrou também que os solos tropicais são mais potentes e mais infensos à ação da água que os solos temperados e que o clima no Brasil não é tão severo como o clima dos países desenvolvidos do hemisfério norte. Estes fatos propiciam que, tal -

vez, os pavimentos não necessitem ser tão espessos ou tão protegidos como os de lá.

Outra novidade que traz a atual onda de pesquisa reside na tendência de reavaliar as coisas que até aqui forem realizadas.

Com este espírito foi que o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná se voltou, a partir de 1975, procurando e encontrando algumas soluções genuinamente oriundas da experiência brasileira para a pavimentação de grandes extensões de rodovias.

Em grande quantidade de casos, o DER/PR abandonou as soluções recomendadas pelos grandes organismos rodoviários, partindo para soluções novas e algumas vezes ainda não testadas por um período suficientemente longo de tempo.

Como não poderia deixar de ser, diante dos pressupostos, alguns quilômetros de pavimentos não suportaram, por um período razoável de tempo, as cargas impostas pelo tráfego. Mas, felizmente, a grande maioria do que foi construído vem se comportando de maneira satisfatória.

Três resultados importantes podem ser observados na experiência paranaense.

- 1) O Estado do Paraná possui hoje uma das maiores redes rodoviárias pavimentadas do Brasil.
- 2) Desenvolveu-se no DER/PR um corpo técnico de grande gabarito e altamente experimentado, em projeto e construção de rodovias.
- 3) A nova rede paranaense é hoje um importante laboratório de pesquisa onde podem ser estudados novos materiais, novos métodos, etc. de pavimentação rodoviária.

Falta agora a AVALIAÇÃO de rede construída. Porque a AVALIAÇÃO ? Porque a avaliação de uma rede de pavimento é parte fundamental na retro-alimentação do planejamento, projeto, construção e manutenção desses e de outros pavimentos.

Essas atividades todas podem ser englobadas sob o título de "Sistema de Gerenciamento de Pavimentos". Um fluxograma simplificado de um sistema, apresentado por HASS (5), está exposto na fig.I.1.

Sempre que se depara com o problema de avaliar uma obra de engenharia surge a questão dos critérios de avaliação que deverão ser usados. Os critérios sempre estarão associados ao uso da obra (critério funcional) e a sua adequação estrutural aos esforços a que está submetida (critério estrutural).

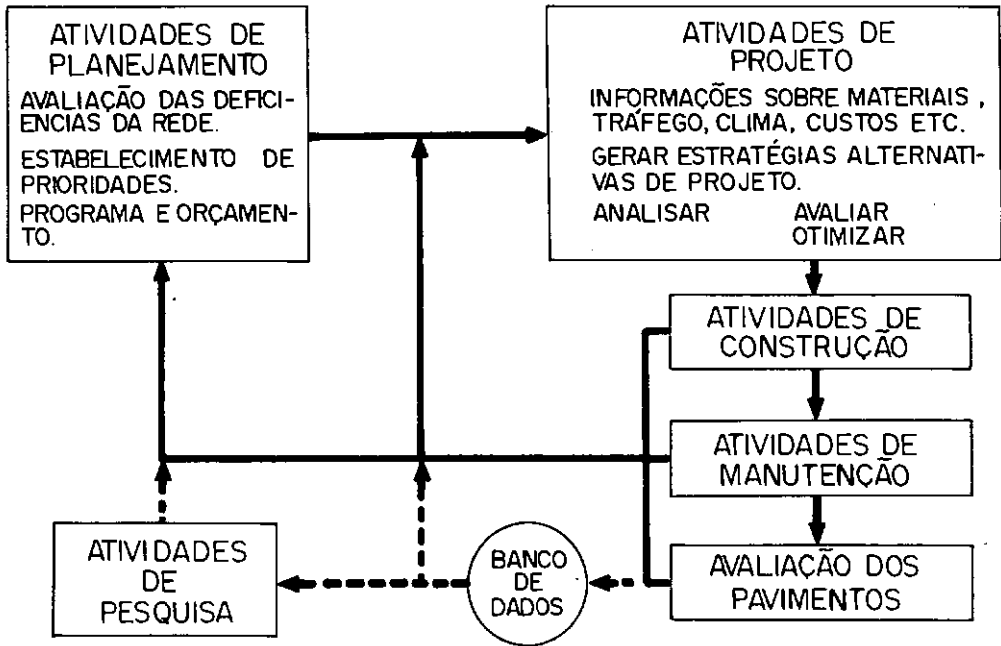


FIG.I.1 - ATIVIDADES PRINCIPAIS EM UM SISTEMA DE GERENCIAMENTO DE PAVIMENTOS.

A escolha dos critérios estruturais e funcionais para avaliar obras de engenharia é uma tarefa sempre difícil e sujeita normalmente a considerações subjetivas, mormente se a obra é para uso direto do público.

Os pavimentos rodoviários, como obras de engenharia que são, não fugiram ao problema.

A avaliação de pavimentos existentes pode ter vários propósitos diferentes e cada um deles utilizará diferentes técnicas: HASS (5) divide a avaliação de pavimentos, com o propósito de medir as necessidades de reabilitação em:

- 1) Avaliação da capacidade estrutural.
- 2) Avaliação da deterioração física, tais como trincamento, deformação e desintegração.
- 3) Avaliação dos efeitos relacionados ao usuário, tais como rugosidade ou serventia, segurança e a-

parência

- 4) Avaliação dos custos de operação do usuário e benefícios associados com a variação de serventia e segurança e com as várias medidas de reabilitação.

As avaliações nestes termos também podem ser utilizadas com o objetivo de testar um determinado material, uma determinada técnica construtiva ou um método de dimensionamento de estrutura.

Cada um dos tipos de avaliação pode produzir um índice de desempenho com o qual estaria relacionada. Em muitos casos os diversos tipos podem ser combinados entre si e produzirem um índice. Assim o "índice de serventia atual" do AASHO combina a avaliação de deterioração física com os efeitos relacionados à opinião subjetiva do usuário.

O "índice de desempenho atual" da CGRA (1962) por exemplo, combina a avaliação estrutural (viga Benkelman) com a idade do pavimento e o tráfego.

Os outros índices de serventia podem ainda combinar todos os tipos de avaliação citados, numa expressão mais complexa.

Das formas de avaliar pavimentos, talvez a mais útil, sob todos os pontos de vista, seja a que se relacione com o custo de operação e o custo de manutenção da rodovia.

A tendência atual da pesquisa de pavimento está dirigida nesse sentido. No entanto, a complexidade do trabalho e seu custo sempre elevado e a necessidade de sistemas complexos de muito alto gabarito tem sido fatores decisivos para que seja restrita. Somente organismos federais, normalmente apoiados por órgãos internacionais de financiamento tem sido capazes de levá-la a cabo.

Nessa linha citam-se os sistemas de avaliação dos modelos de custos rodoviários efetuados pelo MIT nos EUA, o modelo TRRL desenvolvido com estudos de campo no Quênia e o programa GEIPOT-DNER que ainda está em andamento no Brasil e que se denomina "Pesquisa de Inter-relacionamento dos Custos Rodoviários".

1.0) A ARTE DE AVALIAR PAVIMENTOS

Cada Departamento de Estradas de Rodagem, cada universidade tem desenvolvido critérios, técnicas e equipamentos próprios para medir desempenho dos pavimentos.

Toda a diversidade até aqui produzida pode, no entanto, ser resumida em quatro tipos básicos de sistemas de medições adiante apresentados.

1.1.) AVALIAÇÃO DOS DANOS DE SUPERFÍCIE

A avaliação de danos de superfície de pavimentos flexíveis inclui levantamentos mais ou menos detalhados de uma série de defeitos que podem ser divididos em três tipos de acordo com MC CULLOUGH (6).

- Fratura, cuja manifestação são as trincas que podem ser classificados de vários modos diferentes. As causas principais são o carregamento excessivo, a fadiga, variações térmicas, variações de umidade, escorregamentos e retração.
- Distorção que se manifesta através da deformação permanente da superfície do pavimento, com ou sem separação física de partes distintas. As causas incluem o carregamento excessivo, as deformações dependentes do tempo (Creep), a densificação, a ruptura, a consolidação e a expansão.
- Desintegração que aparece sob a forma de denudamento, perda de agregados e descamação. As causas principais destes tipos de defeito são os problemas de adesividade entre os ligantes e os agregados, a sua reatividade química, a abrasão pelo tráfego, a degradação do agregado e a durabilidade do ligante.

A estes defeitos, cujas causas fundamentais são mais ou menos independentes do projeto e construção, somam-se ainda aqueles que são oriundos de falhas nestes setores:

- Exsudação do ligante betuminoso. Se manifesta pela presença de betume livre na superfície do pavimento. A causa principal é o excesso de betume em relação ao agregado. O excesso pode originar-se de erros de projeto, calibração de usinas, etc. Em tratamentos superficiais a origem pode ser a inadequação do tipo de betume ao agregado, e no caso de bases moles (arenoso fino, etc) à penetração (agulhamento) do agregado na base, deixando em excesso de betume na superfície.
- "Falhas de bico" são defeitos exclusivos de tratamentos superficiais. Como o nome indica o defeito é oriundo ou do bloqueio de um ou mais bicos do espargidor de betume ou mais provavelmente da altura inadequada da barra espargidora durante a execução do serviço. A consequência é um desgaste ao longo de linhas paralelas na superfície de tratamento. Este defeito, pode ser incluído no ítem "desintegração" de MC CULLOUGH.

Uma excelente classificação de defei - tos foi apresentado por PEREIRA (1979) e é utilizada como padrão pelo DNER. Lamenta-se a falta de um álbum fotográfico de defeitos de pavimentos brasileiros para ilustrar a classifica - ção.

1.2.) AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL OU QUALIDADE DE ROLAMENTO

A rugosidade de um pavimento refere-se às suas irregularidades tanto no sentido transversal quanto longitudinais. Um pavimento rugoso é aquele que apresenta uma superfície irregular, com ressaltos ou desparelhado. A defini - ção da ASTM para rugosidade é: "são os desvios de superfície do pavimento de uma verdadeira superfície plana com dimensões características maiores do que 16mm". Esta última restrição serve para distinguir entre rugosidade e textura superficial do pavimento (BALMER,7).

As principais irregularidades transver - sais são os afundamentos nas trilhas de rodas produzidas por deformação permanente devido à pós-consolidação ou ruptura .

Estas irregularidades parecem que são pouco importantes nos pavimentos brasileiros e exigem para sua medição um equipamento muito simples que será posteriormente descrito quando for abordado o AASHO ROAD TEST. Mais importantes e muito mais estudadas que estas, estão as irregularidades de perfil longitudinal. Estas correlacionam-se satisfatoriamente bem como o custo da operação dos veículos, com a segurança do usuário, com o conforto de rolamento e com o carregamento dinâmico do pavimento produzido pelos impactos dos veículos pesados.

Há muito tempo, nos fins do século XIX, engenheiros alemães e franceses já faziam medições dos perfis longitudinais de ferrovias e rodovias. Usaram para isso equipamentos chamados "Land planes". Já em 1920 o Estado de Illinois havia desenvolvido em perfilógrafo de rodas múltiplas para medir irregularidades de superfície de rodovia.

Estes aparelhos foram se desenvolvendo com o tempo, incorporando equipamentos eletrônicos que registram automaticamente os "out put" produzidos.

Já no fim da década de 50 os EUA possuíam equipamentos muito sofisticados de medida da irregularidades longitudinais de rodovias, incluindo o perfilógrafo da Califórnia e o rugosímetro BPR.

Todos estes equipamentos apresentavam uma série de defeitos que poderiam conduzir a sérios erros de interpretação (CAREY, 8) ou então a excessivas dificuldades operacionais. A maior dificuldade em todos os equipamentos que mediam os perfis longitudinais era fornecer um plano fixo que pudesse referenciar as leituras.

Este problema foi resolvido com a introdução do "sistema de perfilagem sem contato" desenvolvido pelo Instituto de Pesquisa de Meio-Oeste da Força Aérea dos EUA. O plano de referência é fornecido por um feixe colimado de luz estabelecido por uma fonte luminosa fixa sobre um tripé numa das extremidades do pavimento sob investigação. Um equipamento móvel, empregando um servo-mecanismo segue o fecho luminoso e registra o perfil do pavimento. O mais sério problema desse equipamento, além de sua construção difícil e cara é o fato de ter que atuar por saltos, dando, portanto uma baixa produção.

Na atualidade os equipamentos de medida de rugosidade longitudinal podem ser divididos em quatro tipos

básicos de acordo com o seu uso (tabela I.1).

TABELA I.1

TIPO DE MEDIDORES DE RUGOSIDADE LONGITUDINAL

USO	EQUIPAMENTO
Avaliação de perfil Longitudinal	Sistema de Perfilagem sem contato Perfilômetro rodoviário GMR Rugosímetro BPR modificado
Avaliação do pavimento	Perfilômetro CHLOE
Levantamento de campo	Rugosímetro BPR "Road Meter" Perfilôgrafo
Controle de qualidade de construção	Perfilôgrafo Régua

O Brasil, até a presente data (1982) já utilizou sistematicamente em trabalhos de pesquisa apenas três desses equipamentos: O perfilômetro rodoviário GMR ou perfilômetro de dinâmica de superfície; os "Road Maysmeter" também utilizados na pesquisa ICR; o rugosímetro BPR utilizado para medir a irregularidade longitudinal dos segmentos de observação no Estado do Paraná e em alguns aeroportos brasileiros.

1.2.1) RUGOSÍMETRO BPR

Rugosímetro do "Bureau of Public Roads" (BPR). Este equipamento foi desenvolvido pelo BPR nos anos 30 e agora é produzido comercialmente. O único equipamento brasileiro deste tipo pertencente à Universidade Federal do Rio de Janeiro é da marca Soiltest (norte-americana). Este equipamento constitui-se de um reboque com uma única roda provida de um pneu de automóvel liso associado a molas de lâminas muito sen-

síveis e a amortecedores de precisão.

O equipamento é rebocado, sobre uma trilha de roda, a uma velocidade constante de 32km/h. A rugosidade do pavimento faz com que a roda-teste e o seu eixo sofram movimentos verticais em relação à carcaça rígida. Estes movimentos são transmitidos a um fio, com tração constante, enrolado em um tambor que gira no sentido horário ou anti-horário dependendo do sentido (para baixo ou para cima) do movimento da roda).

O movimento do tambor faz com que sejam gerados impulsos foto-elétricos, sendo que 100 sinais correspondem a um movimento de uma polegada. São gerados impulsos exclusivamente para movimentos descendentes da roda.

Todos estes movimentos são registrados e integrados em um contador digital. O índice de rugosidade (IR) é a soma dos movimentos verticais para baixo em um determinado percurso, sendo que a unidade de IR é o quociente de um comprimento por outro e pode ser expresso em mm/km (BARBOSA,9).

1.2.2) MAYSMETER

O maysmeter é um instrumento barato e relativamente simples que mede o deslocamento relativo entre a carroceria do veículo que o transporta e o seu eixo traseiro. O equipamento foi projetado para ser instalado em carros normais de passeio, produzindo uma medida aceitável de irregularidade.

Os movimentos relativos verticais são acumulados, em valor absoluto, ao longo de uma distância pré-fixada.

A razão entre os deslocamentos e a distância percorrida produz a medida de irregularidade, que pode ser expressa em mm/km.

Em linha gerais o funcionamento do maysmeter e do rugosímetro são as mesmas. No maysmeter a quinta roda é substituída pelas rodas traseiras do veículo, os amortecedores e molas do rugosímetro são os amortecedores e molas do carro. A massa rígida e pesada do rugosímetro é substituída pela carroceria do automóvel.

Os resultados do maysmeter são bastante alterados pela velocidade de operação e pelo desgaste dos

pneus, amortecedores e molas do veículo. Dessa forma é necessário que o equipamento, juntamente com o seu veículo sejam periodicamente calibrados em pistas de rugosidade conhecida ou com equipamentos do tipo perfilômetro (QUEIROZ, 15 e 35).

1.2.3) PERFILÔMETRO DE DINÂMICA DE SUPERFÍCIE

O perfilômetro de dinâmica de superfície consiste de um computador de perfil, um simulador de quarto de carro, um registrador de fita analógica, potenciômetros, acelerômetros e duas rodas apalpadoras das trilhas de rodas. Todo este equipamento é adaptado em um veículo leve do tipo furgão.

Os potenciômetros estão ligados às rodas apalpadoras para medir o deslocamento relativo entre elas e a massa do veículo. Os acelerômetros medem exclusivamente os movimentos da massa do veículo. A combinação eletrônica dos sinais dos potenciômetros e acelerômetros é realizada de tal forma que os movimentos da massa do veículo é removido dos sinais das rodas apalpadoras. Produz-se assim uma medida acurada do perfil do pavimento.

O computador de perfil é o equipamento eletrônico que processa os dados dos potenciômetros e acelerômetros, produzindo uma fita analógica com os perfis do pavimento.

O simulador de quarto-de-carro é também um computador que simula o movimento de uma roda em relação a uma massa provida de mola e amortecedor a partir dos impulsos gerados pelo perfilômetro ou através da fita analógica. A resposta do simulador é o somatório dos movimentos relativos da roda dividido pela distância percorrida.

Os parâmetros geradores incorporados no simulador são os dos rugosímetros BPR como registrado pelo manual de instruções do fabricante.

Para a Pesquisa de Interrelacionamento de Custos Rodoviários (PICR) o índice de rugosidade obtido no simulador de quarto-de-carro foi o QI ou índice de quarto-de-carro. A unidade utilizada para o QI foi de contagens por quilômetro, para evitar confusão com outras medidas (QUEIROZ, 37).

1.2.4) ANALISADOR DE PERFIL LONGITUDINAL (APL)

O analisador de perfil longitudinal é o equipamento fabricado pelo Laboratório Central de Ponts et Chaussées para caracterizar os defeitos de nivelamento longitudinal pelo comprimento e amplitude das ondas do pavimento.

O estudo do conforto dos usuários, de segurança e das sobrecargas dinâmicas demonstraram ao LCPL que as ondas de até 40m de comprimento são de importância.

A tração do equipamento é realizada por um veículo potente que possa manter, sob quaisquer condições uma velocidade constante.

A medição do perfil é realizada por dois APL trafegando cada um em uma trilha de roda. Cada reboque é constituído por um braço muito rígido equipado por uma roda, um chassis lastreado que repousa sobre o braço através de uma mola e um amortecedor estudados de maneira a assegurar um contato excelente entre a roda apalpadora e a superfície do pavimento e, finalmente, um pêndulo inercial de baixa frequência que serve de referência pseudo-horizontal.

A construção dos reboques APL é tal que as variações angulares do pêndulo são proporcionais aos desnivelamentos do perfil longitudinal na amplitude de 0,5 a 20Hz, independentemente dos movimentos do veículo trator.

A velocidade nominal escolhida para a operação do APL foi de 72 km/h em rodovias.

Na velocidade escolhida de trabalho, o APL é capaz de "sentir" ondas cujos comprimentos se situam entre 1,0 e 40,0m. Esses comprimentos de onda são aqueles percebidos por um usuário viajando entre 80 a 130 km/h. o APL é capaz de atuar em velocidades menores, no entanto, "percebendo" uma variação menor de comprimentos de ondas.

A quantificação do perfil pelo APL é realizado através de uma forma de análise espectral, onde os sinais são filtrados em três conjuntos de comprimentos de onda: 1,0 a 3,3m, 3,3 a 13,0m e 13,0 a 40,0m cada um dos sinais obtidos é tratado como segue:

- Elevação ao quadrado
- Integração em 200m de rodovia após reposição em zero. A integração corresponde à energia do segmento de 200m no conjunto considerado.
- Conversão em números do sinal integrado.
- Tratamento dos dados em computador para a determinação da energia global em cada conjunto de comprimento de onda, efetuando-se a soma das energias dos lados direito e esquerdo. A energia global escolhida para quantificar o perfil é a principal componente da energia total recebida por um veículo circulando no mesmo segmento.
- Comparação da energia global com uma escala de valores de 9 (nove) pontos, permitindo uma notação em 10 classes.
- Impressão do relatório.

A escala de notação do perfil está apresentada abaixo:

ESCALA DE NOTAÇÃO DO PERFIL

FLEXAS EQUIVALENTES

mm

Comprimento de onda (m)	1 a 3,3	3,3 a 13	13 a 33
Nota do perfil			
10	0,8	2,4	8
9	1	3	10
8	1,2	3,8	12
7	1,6	4,7	16
6	2	5,9	20
5	2,4	7,4	24
4	3	9,2	30
3	3,8	11,6	38
2	4,8	14,4	48
1	-	-	-

1.3) AVALIAÇÃO DO ATRITO SUPERFICIAL

A medição do atrito de um pavimento diz respeito diretamente à segurança do tráfego de alta velocidade. O problema precisa ser focado de dois pontos de vista 1) a partir das estatísticas de acidentes é necessário estabelecer limites de resistência ao deslizamento que podem ser tolerados em diversos tipos e rodovias devendo-se para isso levar em consideração o custo dos acidentes e o custo necessário para manter a superfície com suficiente atrito: 2) determinar quais os atributos que a superfície deve ter para obter e manter uma adequada resistência ao deslizamento (CRONEY, 10).

No Brasil os estudos desta faceta do desempenho do pavimento está apenas em seus primórdios, mesmo assim o estudo se restringe aos aeroportos, onde o problema é mais agudo.

1.4) AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL

A forma mais antiga de medir capacidade estrutural de um pavimento foi a avaliação de defeitos de su-perfície que, de forma indireta, dão uma idéia de sua capacidade estrutural.

O passo seguinte neste caminho foi medição da deflexão recuperável da superfície do pavimento quando submetido à carga.

As primeiras tentativas de medir deflexão recuperável iniciaram-se na Califórnia em 1938 com um medidor elétrico da "General Eletric". O equipamento constituia-se de varetas que eram introduzidas em um furo de cerca de 13cm de diâmetro até uma profundidade de 5,5m. Como a instalação podia ser feita a várias profundidades era possível determinar a contribuição relativa de cada camada de deflexão recuperável total do pavimento.

Devido ao alto preço de instalação do equipamento da GE e do pequeno número de medidas que era possível fazer em um período de trabalho, tornou-se necessário de senvolver um equipamento mais versátil.

Foi tentada uma versão melhorada do equipamento com o uso de "LVDT" no "WASHO ROAD TEST", mas a impossibilidade de se manter uma calibração adequada tirou o equipamento do uso rotineiro, sendo utilizado exclusivamente na pesquisa.

Como muitos dos avanços da técnica, a solução do problema não veio via sofisticação eletrônica ou mecânica, mas através de um novo equipamento extremamente simples e barato desenvolvido por A.C. Benkelman do BPR e que recebeu o nome de "viga Benkelman" (MCCOMB, 11).

O equipamento é apenas uma alavanca interfixa de madeira ou metal que se apoia no pavimento entre as rodas duplas de um veículo carregado por um lado e move-se livremente do outro, onde se apoia a ponta de extensômetro. O desenho esquemático da viga Benkelman está apresentado na figura I.2 e é auto-explicativo.

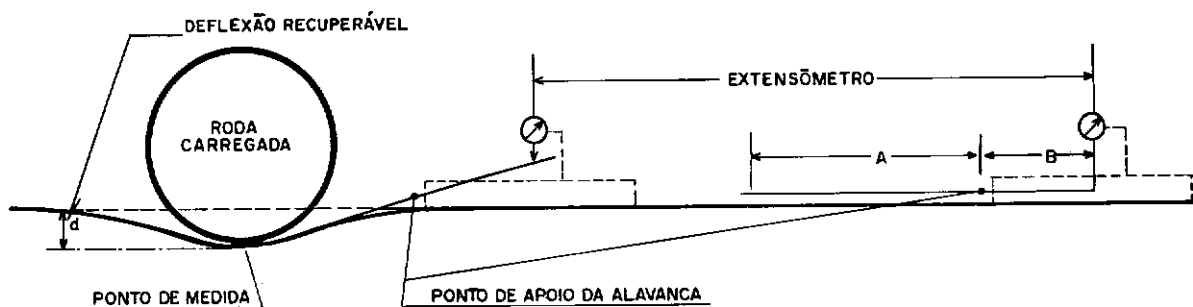


FIG. I.2- ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DA VIGA BENKELMAN.

A medida da deflexão recuperável é a variação de leitura no extensômetro multiplicada pela relação A/B dos braços de alavanca. Normalmente a relação A/B é igual a dois ou quatro, esta última a mais usada no Brasil. Normalmente a deflexão recuperável é expressa em centésimos de milímetros. É possível com este aparelho determinar, com muita precisão, toda a linha elástica formada pela ação da carga sobre o pavimento.

Os maiores problemas do uso da viga Benkelman estão associados com a lentidão do trabalho. Nas tarefas de rotina dos projetos de restauração, as equipes de três ho-

mens são capazes de medir até 375 deflexões recuperáveis máximas por dia, em terreno plano.

Dependendo do procedimento utilizado e da resistência do pavimento, as leituras da viga deverão ser corrigidas caso os seus pés de apoio caiam dentro da bacia de deformação. Maiores detalhes sobre o assunto poderão ser encontrados em WILKINS (12).

Serão necessárias correções para o caso de revestimentos betuminosos espessos que contribuem mais ou menos para a deflexão recuperável dependendo da sua temperatura. Estas correções podem ser obtidas por meios teóricos ou por correlações empíricas. Existem uma boa dezena de curvas de diversas entidades e de pesquisadores que corrigem as deflexões tomadas em qualquer temperatura para deflexões a 20 ou 25°C., para várias espessuras de revestimento betuminoso. KENNEDY & LISTER (13) aconselham a não se fazer medidas de deflexão recuperável em temperaturas acima de 30°C, quando o revestimento perderia suas propriedades elásticas.

O desenvolvimento da viga Benkelman produziu equipamentos mais sofisticados como por exemplo o deflectôgrafo "Lacroix" fabricado na França e exportado para vários outros países. Nos EUA um equipamento semelhante foi desenvolvido pelo CALTRANS do Estado da Califórnia.

Estes equipamentos funcionam utilizando-se exatamente do mesmo princípio da viga Benkelman. O deflectôgrafo consiste em um caminhão, um conjunto de duas vigas de deflexões e um sistema de registro automático associado.

Quando o veículo se aproxima do ponto onde a deflexão deve ser medida, as duas vigas baixam e suas pontas encostam no pavimento perfeitamente alinhadas com os centros das rodas duplas traseiras do veículo cada uma com carga que pode ser variada pela inclusão ou retirada de lastro. As rodas se aproximam das pontas que estão em repouso. As deflexões máximas são medidas e registradas através de transdutores elétricos. Logo que isto ocorre as vigas são levantadas e puxadas para frente e uma velocidade 2 vezes aquela do veículo. O equipamento opera a uma velocidade de 2km/h e os pontos de medida são separados por 3,8m (fig. I.3).

O deflectôgrafo "Lacroix" apresenta três versões: o modelo padrão, acima descrito; um modelo que

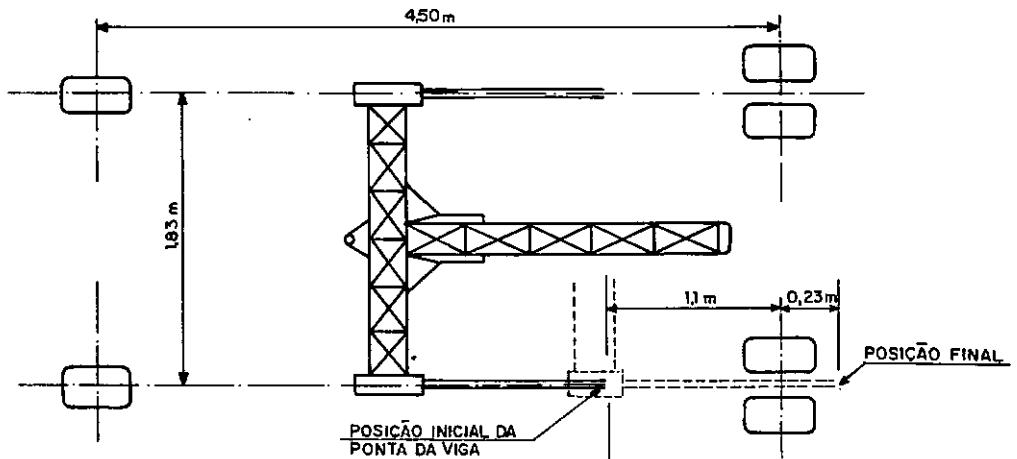


FIG. I.3- REPRESENTAÇÃO DIAGRAMÁTICA DE DEFLECTÓGRAFO "LACROIX"

incorpora uma base de referência frontal e finalmente o modelo de chassis longo projetado para medir deflexões pequenas e raios de curvatura. Adicionalmente existem duas formas de registro: o tipo normal em que o registro é um filme e adicionalmente gravado uma fita magnética que permite que os resultados sejam processados em um computador (CRONEY, 10, LEGER & AUTRET 14).

O "Dynalect" é um outro equipamento desenvolvido nos EUA, projetado para medir deflexões e o raio de curvatura da elástica. É constituído de duas rodas metálicas distantes 50cm entre si que transmitem uma carga oscilatória de 1000 bs. Cinco geofones alinhados e distantes um do outro de 12", conforme a figura I.4 calibrados para medir deflexões, registram os movimentos do pavimento. Toda a operação pode ser dirigida a partir da cabine do veículo rebocador. A operação não é contínua como no caso do deflectógrafo, necessitando que o veículo pare para efetuar a operação (QUEIROZ, 15).

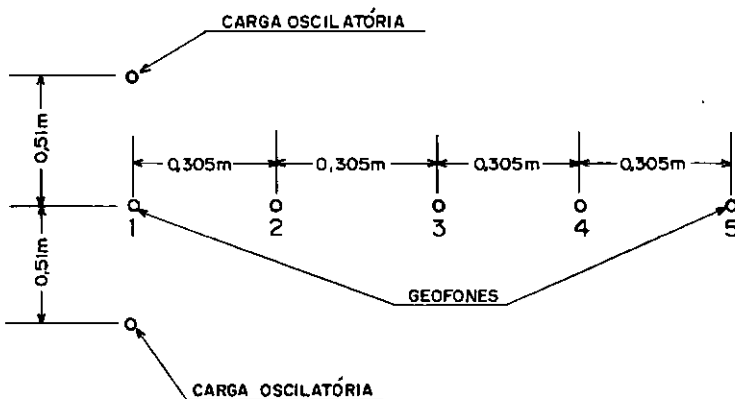


FIG. I.4- DISPOSIÇÃO DAS CARGAS E GEOFONES NO DYNAFLECT.

Como a carga oscilatória (1000 lbs) é muito pequena é necessário fazer correlações com as medidas de viga Benkelman para que os dados possam ser utilizados. Atualmente já existem métodos de projeto de reforço de pavimentos baseados neste equipamento.

Outros equipamentos utilizam o mesmo princípio do Dynaflect entre eles cita-se o "deflectômetro de queda de peso" da Koninklijke/Shell (KOOLE, 16).

Nesse aparelho, pesos, com massas que podem ser de 150,240 ou 407 kg caem de alturas entre 0,04 e 0,40m sobre uma placa que repousa sobre o pavimento. Esta placa está conectada a uma placa-base por um conjunto de molas (fig.I.5). Pode-se calcular a força máxima (de pico) exercida sobre o pavimento pela expressão:

$$F = 2\sqrt{Mghk} \dots \dots \dots (I-1)$$

onde:

M= massa	kg
g= Aceleração da gravidade	m/s ²
h= Altura de queda do peso	m
k= constante de mola	N/m

Estas características dos equipamentos permitem que sejam aplicadas sobre o pavimento entre 15kN e 90kN.

As características das molas foram escolhidas de tal forma que a largura do pulso de carga é de 0,028 segundos o que corresponde aproximadamente a largura do pulso produzido pelo tráfego comercial viajando aproximadamente 60 a 70 km/h.

Quando o peso bate na placa, produz-se um bulbo de deformações ao redor de área carregada. Dois geofones ou transdutores de velocidade, um no centro de área carregada e outro a uma distância escolhida em função do tipo de pavimentos, registram as deflexões produzidas. Os geofones utilizam-se do princípio da inércia de massa, sendo que a posição original, antes da deflexão, serve como base de referência. Dessa forma não é necessário utilizar qualquer base de referência

fora da área de influência das deformações.

As deflexões acompanhadas de uma indicação de sua posição são projetadas em uma tela e posteriormente gravados em tiras de papel ou fita magnética.

Uma vez sucintamente apresentados os equipamentos e técnicas comumente utilizados nos diversos tipos de avaliação de pavimentos, serão abordados no próximo item a experiência mundial e brasileira neste setor.

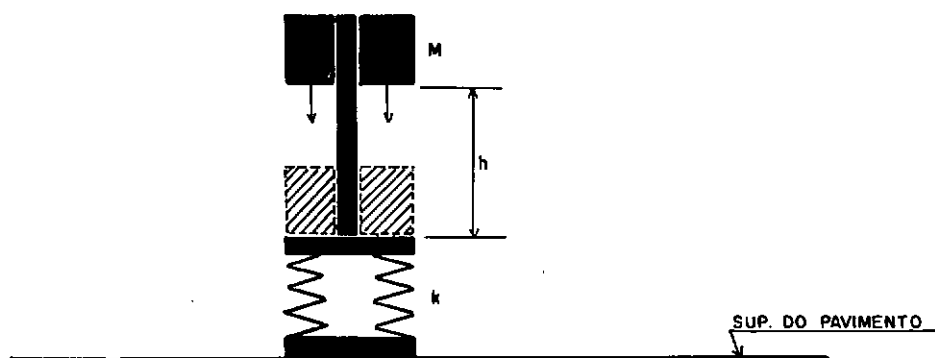


FIG. I.5- REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO
DEFLECTÔMETRO DE QUEDA DE PESO

2.0) A EXPERIÊNCIA MUNDIAL E BRASILEIRA NA AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS

2.1) AASHO ROAD TEST

A questão da avaliação de pavimentos está colocada de uma forma clara na referência (17): "por exemplo, é dada a dois engenheiros a tarefa de projetar um pavimento com certos materiais, para um certo tráfego e ambiente para um período de 20 anos. O primeiro considera cumprida a sua tarefa se nenhuma trinca aparecer no período de 20 anos, enquanto o segundo estará satisfeito se o último caminhão for capaz de fazer sua viagem sobre o pavimento 20 anos após a data de sua construção".

Não havia nada publicado até aquela data (fins da década de 50) que dissesse que um dos homens estaria errado e o outro certo.

O que faltava era uma resposta a uma pergunta do tipo: que nível de serventia ao tráfego deve uma

rodovia manter durante sua vida de projeto ? Isto é, por quanto tempo deve permanecer suave e quão suave deve ser ?

Em outras palavras: quão confortável deve ser o pavimento e durante quanto tempo, uma vez que ele é construído para o uso do público ?

A equipe da AASHO que analisou o problema na época estaria preocupada em resolvê-lo do ponto de vista exclusivamente americano e a própria pergunta feita, demonstra uma forte inclinação a considerar o conforto do cidadão americano com única variável a ser considerada.

Não se cogitou (a bibliografia consultada nada indica nesse sentido) em perguntar o quanto custaria à nação americana o esforço em manter as rodovias suficientemente suaves.

Com abundantes recursos financeiros, aparentemente inesgotáveis, nada mais justo que a própria nação respondesse à questão colocada e decidisse quão confortáveis (suaves) deveriam ser as suas rodovias.

Desenvolveu-se então o conceito de "serventia atual" que seria a habilidade de uma seção específica do pavimento de servir a um tráfego misto (caminhões e automóveis) de alto volume a alta velocidade nas suas condições presentes. A serventia deveria estar relacionada com o uso que se pretendia dar à rodovia.

A avaliação individual de serventia atual é uma avaliação independente, feita por indivíduo, da serventia atual de uma seção específica de rodovia. Realiza-se isto, marcando um ponto sobre uma escala em modelo especial (fig.1.6). O modelo inclui uma forma do avaliador responder se o pavimento em questão é aceitável ou não para uma rodovia primária. O avaliador não deveria considerar nada além do pavimento em sua nota.

Por "avaliação da serventia atual(PSR)" entende-se a média das avaliações individuais, para cada tramo de pavimento. O desempenho do pavimento seria então a tendência da linha de serventia com o número crescente de aplicações de eixos de carga.

Se fosse possível ao júri da AASHO avaliar todas as rodovias de uma determinada área com frequência suficiente, poder-se-ia, com toda a tranquilidade, traçar o

grafico de desempenho de cada uma delas, sem o auxílio de qualquer outro instrumento de medição. Naturalmente que tal prática seria impossível. Surgiu então a necessidade de correlacionar o PSR com um índice que seria a partir de medições objetivas de algumas características físicas do pavimento.

FORMA INDIVIDUAL DA AVALIAÇÃO DA SERVIENTIA ATUAL

ACEITÁVEL ?		
SIM		MUITO BOM BOM REGULAR POBRE MUITO POBRE
NÃO		
INDECISO		
IDENTIFICAÇÃO DA SEÇÃO: _____		
AVALIADOR: _____ DATA: ____ / ____ / ____ HORA: _____ VEÍCULO: _____		

FIG. I.6- FORMULÁRIO DE AVALIAÇÃO DE SERVIENTIA ATUAL (AASHO ROAD TEST)

2.1.1) MEDIÇÕES FÍSICAS

Com o objetivo de determinar quais as características físicas que deveriam ser medidas objetivamente, pediu-se que os avaliadores colocassem em suas anotações quais fatores mensuráveis do pavimento que mais influíram em suas avaliações.

Ficou aparente que as irregularidades dos perfis longitudinais e transversais seriam os fatores predominantes da avaliação da serventia. As trincas, remendos e afundamentos também teriam probabilidade de influir nos resultados.

Todas estas características foram medidas nas 138 seções avaliadas anteriormente pelo júri de 14 indivíduos. As medidas das irregularidades transversais e longitudinais poderão refletir, sem dúvida, a resposta de um veículo ao perfil, como por exemplo faz rugosímetro BPR. Todas as medidas obtidas são resumidas de formas diferentes, através de médias, variância dos valores, etc.

Uma vez obtidos os valores de PSR e os resumos das medidas de um conjunto de pavimentos passou-se à fase final que consistiu em combinar as variáveis medidas em uma fórmula que produzisse o valor do PSR numa aproximação satisfatória. Utilizou-se para tanto a técnica da regressão linear múltipla que produziu uma fórmula que combinou certas medidas objetivas para produzir estimativas das avaliações do júri com uma acurácia média não maior do que a capacidade média do júri de repetir-se a si próprio.

A fórmula encontrada para pavimentos flexíveis foi:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \log (1 + \overline{SV}) - 1,38 \overline{RD}^2 - 0,01 \sqrt{C+P} \quad \dots (I.2)$$

onde:

\overline{SV} = Média das variâncias das inclinações encontradas nas duas trilhas de roda com a utilização do perfilômetro $\times 10^6$

\overline{RD} = Profundidade média dos afundamentos de trilhas de roda (em polegadas).

C = Pés quadrados de área trincada (classes 2 e 3) em 1000 pés quadrados.

P = Pés quadrados de área remendada em 1000 pés quadrados de pavimento.

$$PSR = PSI + E. \dots \dots \dots (I-3)$$

onde:

E = Resíduo não explicado pelas funções utilizadas

O modelo encontrado é linear na medida em que se a todas as funções foram dados valores numéricos exceto a uma, o PSI versus esta última produzirá uma linha reta.

Por isto foi desejável que as funções escolhidas \overline{SV} , \overline{RD} , C e P fossem transformadas em linhas retas quando "plotadas" contra PSR. Foram escolhidas transformações do tipo potenciação e logaritmação para que assim se desse.

As medidas das várias seções analisadas foram "plotadas" contra o PSR buscando-se com isto achar quais as medições correlacionáveis e não correlacionáveis e encontrar as transformações necessárias à linearização das funções.

2.1.2) MEDIDAS DE PERFILÔMETRO

Sabia-se, no início dos estudos para o AASHO ROAD TEST que as irregularidades longitudinais do pavimento seriam um fator primordial na avaliação da qualidade de rolamento. Como foi visto, já existiam na época dos testes, equipamentos que forma mais ou menos precisa (land planes; rugosímetros etc) mediam as respostas ao perfil. Todos eles, porém apresentavam inconvenientes de uso, calibração ou então não eram suficientemente precisos para os fins em vista. Na época que iniciaram as medições objetivas dos perfis longitudinais dos trechos avaliados, o maior problema era a fixação de um plano base nos aparelhos que o mediam. A equipe da AASHO não conseguiu resolver completamente o problema, por falta de uma tecnologia barata e relativamente simples.

Mesmo assim, desenvolveu-se um equipamento de alta sensibilidade, embora extremamente complexo que foi denominado "perfilômetro AASHO ROAD TEST".

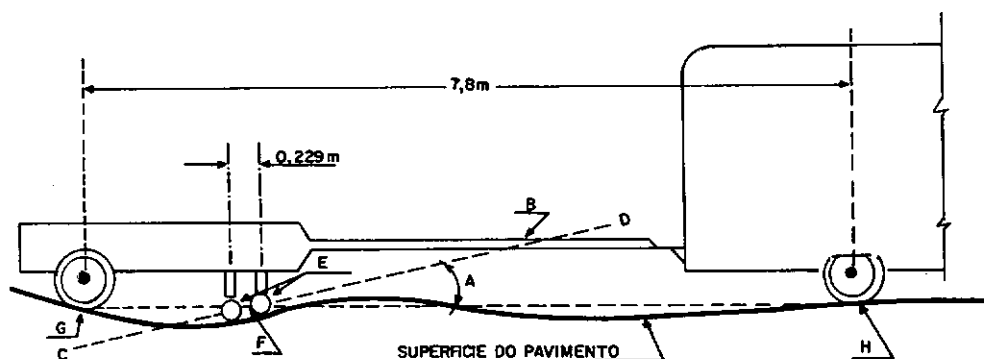


FIG.1.7- PERFILÔMETRO DA AASHO

Este instrumento, movendo-se a uma velocidade cerca de 8,0 km/h mede, de forma contínua o ângulo A entre a linha CD que liga os centros das duas rodinhas (≈ 23 cm de diâmetro) (E) e a linha de suporte das rodas G e H.

Considerando-se que a distância entre as duas rodinhas é pequena a linha \overline{CD} foi assumida ser paralela à tangente da superfície do pavimento no ponto F. Por outro lado, a distância entre as rodas G e H é grande e, para os fins práticos, pode ser tomada como paralela à superfície do pavimento caso este fosse completamente horizontal.

Como o ângulo A, dificilmente ultrapassa o valor de 3° , mesmo em pavimentos mais rugosos, este valor em radianos, pode ser tomado como igual a sua tangente. Dessa forma o registro contínuo do ângulo pode ser tomado com igual à inclinação do pavimento em cada ponto.

Como a inclinação é a primeira derivada do deslocamento vertical em relação à distância, a integração contínua do perfil de inclinações produzirá o perfil de deslocamento real. Da mesma forma, a derivação do perfil de inclinação produz um perfil que poderia ser chamado de aceleração e que significa a velocidade de variação da inclinação com a distância.

Os sumários de cada um desses perfis foram colocados em um gráfico contra o valor do PSR para cada trecho. Encontraram-se boas correlações para os perfis de inclinação e de aceleração e valores mais baixo de índices de correlação para o perfil de deslocamento.

Uma vez que o perfil de inclinação era o "out put" natural do perfilômetro e já estaria registrado, nada mais justo que continuar os posteriores estudos neste tipo de perfil.

O perfil de inclinação é uma forma de onda aperiódica, da mesma frequência que a onda do perfil de deslocamento estando fora de fase em relação a esta última, de 90 graus.

O perfil de inclinação, por ele próprio, pouco ou nada pode indicar a respeito do comportamento da rodovia.

No entanto a sua transformação, através de uma análise extremamente complexa, chamada análise de densi

dade espectral fornece uma indicação ou medida de desconforto do usuário da rodovia. Esta análise é útil para estudos de pesquisa das relações pavimento x veículo.

A forma de curva obtida da análise espectral está apresentado na figura I.8

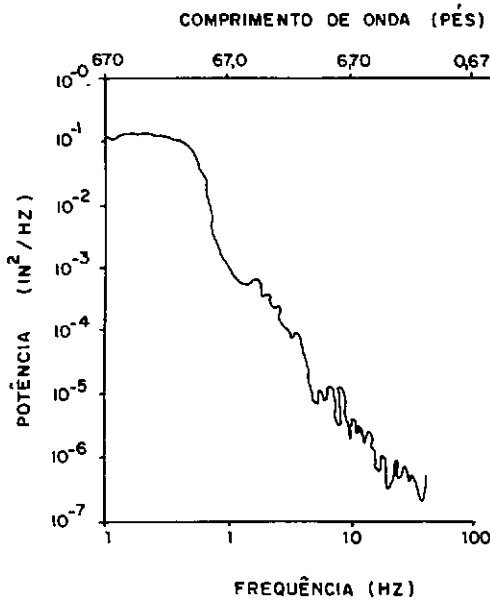


FIG. I.3- ANÁLISE ESPECTRAL DO PERFIL

Se a potência no pavimento é maior que a frequência de ressonância do veículo a viagem sobre este pavimento será extraordinariamente desconfortável. Se, para o mesmo veículo, o pavimento tem uma pequena componente de potência, o deslocamento será suave ou confortável.

O estudo desse tipo de transformação é muito trabalhoso e difícil, exigindo perícia em estatística e manuseio de grandes computadores. Dessa forma torna-se pouco prático para uso em determinações ordinárias de rugosidade de pavimentos.

Por outro lado sabe-se também que a integração da área sobre a curva de densidade espectral é matematicamente igual à variância do perfil original de inclinação registrado pelo perfilômetro. O cálculo da variância do perfil de inclinação do pavimento é uma tarefa bastante simples e é calculado pela expressão:

$$SV = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}{n-1} \dots \dots \dots (I-4)$$

SV= Variança da inclinação

$X_i = A i^{ma}$ medida de inclinação

n= número total de medidas

A correlação da variança de inclinação com o PSR é bastante boa mas curvilínea. Tomando-se o logarítmo (base 10) de \overline{SV} obtem-se uma relação linear. Antes de tomar o logarítmo, adiciona-se a unidade a \overline{SV} para que quando \overline{SV} for zero, o $\log (1 + \overline{SV})$ seja também igual a zero.

2.1.5) OUTRAS MEDIDAS

Além das medidas de perfilômetro a equipe da AASHO recolheu uma série de medições de afundamentos de trilha de roda, de áreas trincadas e remendadas.

Através de transformações simples (potenciação e radiciação) a média dos afundamentos e a área relativa trincada e remendada foi mais ou menos linearizada quando colocadas num gráfico contra o PSR.

O trincamento é definido como área, em pés quadrados por 1000 pés quadrados ($1ft^2 = 0,093m^2$) de superfície de pavimento, que apresenta trincas de classe 2 ou 3. Define-se trincas de classe 2 como aquelas que atingiram o estágio onde estão interligados entre si, formando um padrão de grade. As trincas de classe 3, mais severas, são aquelas que dividem o revestimento em pequenas partes separadas entre si.

O remendo é definido como um reparo da superfície, podendo ser raso ou profundo. Como as trincas, é medido em pés quadrados por 1000 pés quadrados de pavimento.

Os afundamentos de trilha de roda foram medidos com o equipamento mostrado na figura I.9, nas trilhas internas e externas, a intervalos de 7,6m. Foi utilizado como índice a média entre todas as medidas feitas, elevada ao quadrado.

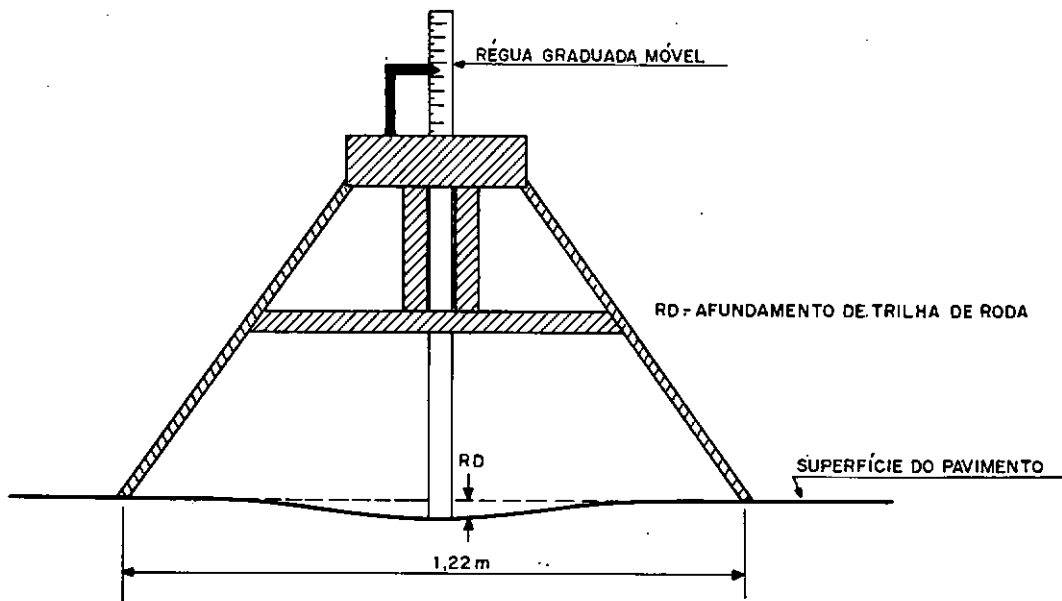


FIG.I.9- MEDIDOR DE AFUNDAMENTO DE TRILHA DE RODA
DO AASHO ROAD TEST.

2.2.) CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION

Da mesma forma que os norte-americanos, os canadenses utilizaram-se dos pressupostos de CAREY e IRICK (8), também no final da década de 50, para julgar os seus pavimentos (WILKINS, 12).

Com uma população, na época, de 18.000.000 de habitantes e uma frota de cerca de 4.100.000 automóveis * e uma incomensurável riqueza produzida por sua agricultura e indústria, nada mais justo que o conforto do povo canadense fosse decisivo no planejamento de suas rodovias.

Entretanto, diferentemente da AASHO, a Canadian Good Roads Association (CGRA) não pretendia construir um conjunto de pistas experimentais e posteriormente, através do experimento "full scale", relacionar perda de PSI com as variáveis ambientais e de carga. Dessa forma, o CGRA em vez de partir para a definição de um PSI baseado em feições visíveis e

* São Paulo em 1.982 possuía 25.000.000 de habitantes e 4.000.000 de veículos incluindo caminhões, ônibus e automóveis.

mensuráveis na superfície dos pavimentos, procurou correlacionar a avaliação subjetiva fornecida pelo seus avaliadores com as possíveis causas primárias da perda de serventia dos pavimentos.

Visto desse ponto de vista o experimento do AASHO e a pesquisa do CGRA seriam intercorrelacionáveis uma vez que a variável independente que se queria aquilatar (PSR) teria exatamente o mesmo significado e seria obtida da mesma forma. Uma vez também, que a noção de conforto está, muito provavelmente ligada a riqueza relativa do povo ou da categoria social que o julga, a avaliação americana e canadense seriam muito próximas.

Os principais objetivos do "Special Committee on Pavement Design and Evaluation" do CGRA foram:

1. Desenvolver métodos econômicos de projeto de pavimentos rígidos e flexíveis para as condições Canadenses de ambiente e tráfego.
2. Desenvolver um ou mais métodos de avaliar a resistência e serventia de pavimentos existentes.

O primeiro estágio da investigação consistiu em fazer um inventário do sistema rodoviário, escolhendo trechos relativamente curtos de seção homogênea, de 320 até 8000m de comprimento, selecionados de acordo com os seguintes critérios:

- Variação de solo de fundação, baseado em classificação pedológica e de engenharia (USC).
- Variações no tipo de construção - idade projeto, materiais ou procedimento de construção.
- Variações na densidade e/ou composição do tráfego ou diferenças em procedimento de manutenção.
- Variações topográficas.
- As seções deveriam ser de idêntica construção e estar localizadas no mesmo distrito de manutenção.

Uma vez estabelecidas as seções passou-se a inventariar cada uma delas e posteriormente correlacionar dos dados obtidos com o valor já determinado da avaliação de

serventia.

A forma genérica da função serventia foi estatuída como segue:

$$P = f (B, Sc, D, A, Tr, Wp, t, Ws, C) + E \dots (I-5)$$

onde:

P = Avaliação do desempenho atual do pavimento

B = Valor da capacidade de carga na superfície do pavimento

Sc= Classificação do solo do sub-leito

D = Condição de drenagem do solo sub-leito

A = Idade atual do pavimento

Tr= Volume e composição do tráfego

Wp= Largura do pavimento

t = Espessura e composição do pavimento

Ws= Largura e tipo do acostamento

C = Ambiente climático

E = Erro das medidas e fatores omitidos

Simplificadamente poderia ser encontrada uma correlação entre a avaliação de desempenho e o valor de suporte à superfície, mantendo-se todos os outros fatores constantes e posteriormente fazer estes fatores variarem a outro nível e reavaliar a primeira relação, procurando determinar a influência desses na avaliação de desempenho. Poder-se-ia também fazer uma análise de correlação múltipla e determinar a relação composta de todas as variáveis, uma vez que um modelo matemático apropriado tivesse sido escolhido.

2.2.1) MEDIDAS DAS VARIÁVEIS

1) Avaliação do desempenho atual (P)

Como já foi sublinhado, a "avaliação do desempenho atual" tem idêntico significado ao utilizado pela equipe da AASHO ROAD TEST, com algumas pequenas diferenças de forma:

- O juri foi composto de 5 engenheiros rodoviários que por sua vez foram "calibrados" inicialmente pela opinião de outros 15 engenheiros.
- As notas dadas ao pavimento variaram de zero a 10 em vez de zero a 5 como na AASHO.

2) Valor da capacidade de carga na superfície do pavimento.

- O valor da capacidade de carga foi avaliado através da viga Benkelman.

O valor encontrado retrata, de uma forma indireta a resistência do subleito e a do pavimento em conjunto.

Devido à desuniformidade da construção, mesmo considerando subleito, materiais e espessuras constantes no segmento, os valores de viga Benkelman apresentam fortes dispersões. Dessa forma escolheu-se randomicamente 10 locais, no segmento, onde se fizeram leituras e obtiveram a média (\bar{d}) e desvio padrão (σ). O valor $\bar{d} + 2\sigma$ foi usado para representar o valor de resistência do pavimento, estando garantido que apenas 2% dos valores excederiam.

3) Classificação do solo do subleito

O solo foi classificado de acordo com o Sistema de Classificação Unificado dos Solos e o Sistema de Classificação pedológica.

- 4) A drenagem interna do subleito foi avaliada de 1 a 8, representando solos que variam de muito bem drenado até muito pobremente drenado. Este procedimento foi adaptado de um procedimento pedológico padrão.
- 5) A idade do pavimento desde a sua construção. Também foram registrados as datas dos recapeamentos.

6) Composição e volume de tráfego.

O registro dos dados de tráfego consiste na obtenção da média diária anual por faixa mais uma avaliação de quantidade de veículos de mais de 6,8t suportados até a data pelo pavimento.

Registrou-se também se foram ou não feitas restrições à carga no período de degelo.

- 7) Largura do pavimento. Era simplesmente medida a largura de cada faixa de tráfego, sendo os valores arredondados ao pé mais próximo.
- 8) Espessura e composição do pavimento. Eram determinadas as espessuras de cada camada do pavimento e sua espessura total.
- 9) Largura e tipo de acostamento. O sistema de classificação de acostamento consistiu na definição de 8 tipos possíveis, cujas variáveis eram o tipo de revestimento e largura.
- 10) Ambiente climático. Os ambientes climáticos foram identificados pela média de precipitação dos últimos 10 anos.

2.2.2) ANÁLISE DE REGRESSÃO DOS DADOS.

O modelo de regressão múltipla escolhido para expressar a "avaliação atual desempenho" foi o seguinte:

$$P = a_0 + a_1d + a_2A + a_3dA + a_4DA^2 + a_5dTr + a_6dTr^2. \quad (I-6)$$

onde:

P = Avaliação do desempenho atual (de zero a 10)

d = Deflexão da viga Benkelman ($\bar{d} + 2\sigma$) expressa em polegadas x 1000

A = Idade do revestimento do pavimento em anos

Tr= Número de eixos de carga pesados (acima de 6,8t)
 As coberturas são expressas em centenas desde que o pavimento foi contruído.

a_0, a_1, \dots, a_6 = coeficientes da regressão.

Como de todas as variáveis anteriormente apresentadas somente três delas foram utilizadas no modelo, deveria haver tantas equações quantas fossem as combinações das outras variáveis tomadas como constantes. No trabalho apresentado pelo CGRA na referência citada, apenas três equações são apresentadas: duas para o solo CL em dois ambientes climáticos diferentes e uma para solos grossos. Os valores de coeficiente de correlação encontrados (r^2) são relativamente baixos, variando de 0,48 até 0,72.

2.3) TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY

Na Inglaterra avaliam-se os pavimentos flexíveis rodoviários a partir de uma classificação obtida de trincamento e trilhagem (tabela I.2).

A classificação do TRRL não serve para traçar uma curva de desempenho dos pavimentos (serventia versus repetições de carga) como o PSI da AASHTO. Isto se deve ao fato que o PSI como já foi definido depender muito pouco da profundidade das trilhas e da quantidade de trincas e remendos. No entanto CRONEY (10) examinando a correlação obtida entre PSI e profundidade média da trilhagem para os pavimentos que serviram de base para o cálculo do índice em três diferentes estados americanos e na pista de AASHO propriamente dita, verificou que existiria uma boa correlação entre as duas variáveis. Para o Estado de Illinois e para a pista da AASHO a correlação foi forte. Para o Estado de Minnesota foi menos forte e inexistente para Indiana. A figura I-10 apresenta as correlações encontradas.

TABELA I-2

CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE RODOVIÁRIA

CLASSIFICAÇÃO	CÓDIGO	EVIDÊNCIAS VISÍVEIS
SÃO	1	Sem trincas, Trilhagem (régua de 2,0m) menor do que 5,0mm.
	2	Sem trincas, Trilhagem de 5,0 a 9,0mm.
CRÍTICO	3	Sem trincas, Trilhagem entre 10 e 19mm.
	4	Trincamento confinado a uma única Trinca e extendendo-se sobre menos do que a metade da largura da trilha de roda. Trilhagem com 19mm ou menos.
	5	Trincas múltiplas interconectadas extendendo-se por grande parte da largura das trilhas de roda. Trilhagem com 19mm ou menos.
	6	Sem trincas. Trilhagem com 20mm ou maior.
ROMPIDO	7	Trincamento confinado a uma única trinca ou extendendo-se sobre menos do que a metade da largura da trilha de roda. Trilhagem de 20mm ou maior.
	8	Trincas múltiplas interconectadas extendendo-se sobre a maior parte da largura da trilha de roda. Trilhagem de 20mm ou maior.

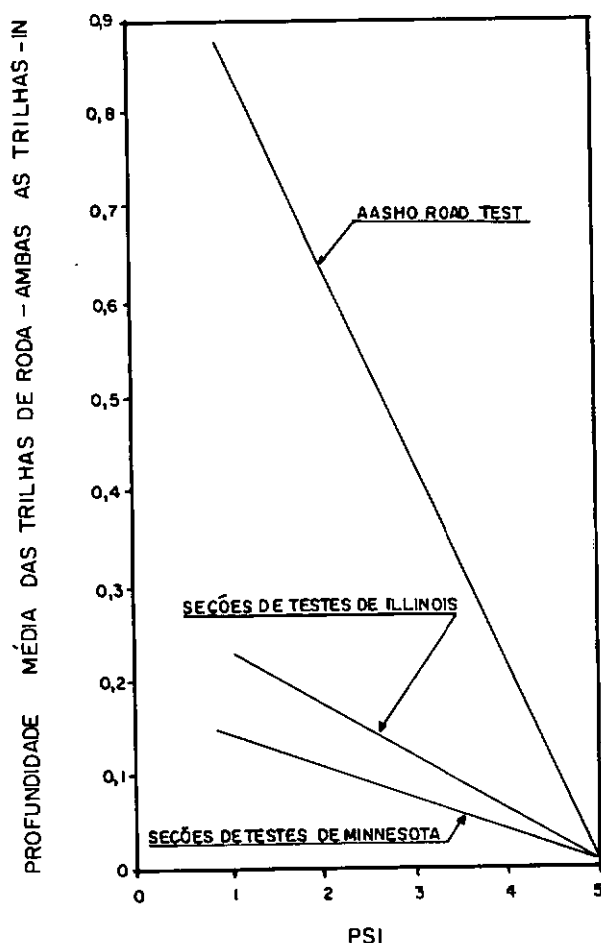


FIG.I-10- RELAÇÕES ENTRE PSI E PROFUNDIDADE DA TRILHA DE RODA

Antes de poder fazer qualquer correlação entre a trilhagem medida na Inglaterra com o PSI da AASHO foram necessárias mais algumas considerações a respeito da forma de medir trilhagem. Como foi visto, o valor \overline{RD} da AASHO é a média das profundidades de diversas medidas, efetuadas com uma régua de 1,22m em ambas as trilhas de roda. Na Grã-Bretanha a medida é realizada exclusivamente na trilha externa com uma régua de 2,0m de comprimento. Verificou-se experimentalmente que a régua de 1,22mm media apenas 60% do valor da régua de 2,0m. Sabia-se também que a profundidade medida na trilha externa (e confirmada pela experiência da AASHO) era 1,3 vezes maior que a da trilha interna. Somando-se os dois fatores ($0,6 + 1,3 = 1,9$) obtém-se uma relação entre a trilhagem na Inglaterra e nos EUA. As

sim para obter a deformação permanente da trilha externa inglesa, basta multiplicar o valor de \overline{RD} da AASHO por 1,9. Baseado nisso e nos dados de figura I-10 foi possível obter a figura - I-11 que relaciona PSI com deformação permanente na trilha externa.

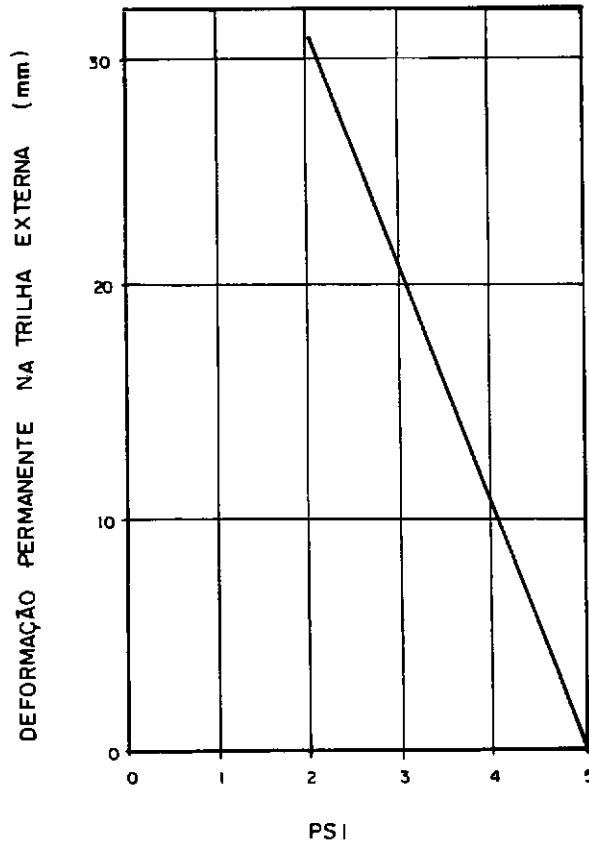


FIG. I-11 RELAÇÃO ENTRE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DO NÍVEL ORIGINAL DO PAVIMENTO E PSI (BASEADO NO AASHO ROAD TEST).

Adicionalmente aos levantamentos de superfície, os ingleses utilizam-se para a avaliação de seus pavimentos a viga Benkelman e o deflectômetro "Lacroix". A roda de carga utilizada para medir deflexão é de 3175 kg em vez da de 4100 kg utilizado no Brasil e EUA. Para qualquer correlação de resultados utiliza-se o pressuposto empírico que a deflexão de pavimento é proporcional à carga aplicada; dessa forma para transformar uma deflexão inglesa em brasileira, bastaria dividi-la por 0,77.

Para medição de irregularidades de superfície o RRL desenvolveu um perfilômetro de rodas múltiplas na década de 30. Trata-se de um carro articulado, com 16 rodas e 6m de comprimento que suporta uma caixa de engrenagens que se mantém a uma altura constante em relação ao nível médio da rodovia.

Cada par de rodas possui um "pivot" central e cada deslocamento, para cima ou para baixo, de uma roda transmite 1/16 do seu deslocamento à caixa central onde uma roda que serve como registradora está localizada. Como várias rodas estão acima e outras abaixo do nível médio do pavimento, o centro da caixa mantém-se a uma altura constante acima da área coberta pela máquina.

A roda de registro é equipada com um pneu de baixa pressão para absorver os efeitos da textura do pavimento. A máquina é empurrada manualmente ao longo da rodovia enquanto efetua-se o levantamento. Os movimentos da roda de registro são transferidos a uma tira de papel móvel em escalas horizontais apropriadas.

A interpretação dos resultados é feita subjetivamente pela forma do perfil obtido, em qualidade de rolamento boa, média e pobre.

O principal problema desses equipamentos é a sua baixa velocidade de operação que impossibilita o seu uso em longos percursos.

O TRRL construiu também um equipamento baseado nos princípios da emissão e reflexão de raios laser que opera a 50km/h, com um poder de resolução melhor do que 0,3mm. A máquina registra ondulações de comprimento de onda até 100m.

O "Bump Integrator" muito utilizado na Inglaterra, é uma cópia do rugosímetro BPR já descrito anteriormente neste capítulo.

Um equipamento muito útil e simples, comercializado na Inglaterra, é uma espécie de régua móvel que indica as irregularidades na trilha de roda e é utilizada para medida de controle de qualidade de construção e pode ser correlacionada com as medidas de equipamentos mais sofisticados.

2.4.) MODELO DE INVESTIMENTO DE TRANSPORTE RODOVIÁRIO PARA PAÍSES EM DESENVOLVIMENTO (TRRL - BIRD)

Os primeiros estudos de ampla abrangência realizada para, em parte, relacionar estado do pavimento com custo do transporte rodoviário foram levados a cabo pelo BIRD e por uma equipe do MIT em 1971.

Em 1975 começaram a ser publicados os primeiros resultados de uma intensa pesquisa de campo realizado pelo TRRL na África (Quênia) e novamente financiada pelo BIRD (HODGES, 29).

O modelo publicado pelo TRRL permitiu, pela primeira vez no rodoviarismo, relacionar o estado do pavimento e outras variáveis com o custo de transporte. Este enfoque é, sem dúvida, mais fundamental e objetivo que a opinião dos usuários sobre quão confortáveis devem ser as suas viagens sobre um pavimento.

Na referência (20) os custos de operação e a velocidade dos veículos está relacionada com características geométricas da rodovia, com as condições de superfície e com as características dos veículos.

As seguintes variáveis são usadas:

- 1- Rampas ascendentes de rodovia (m/km)
- 2- Rampas descendentes da rodovia (m/km)
- 3- Curvatura horizontal (graus/km)
- 4- Rugosidade da superfície (mm/km)
- 5- Altitude (m)
- 6- Teor de umidade da superfície (%)
- 7- Profundidade de trilha (mm)
- 8- Profundidade de material solto (mm)
- 9- Peso bruto do veículo (t)
- 10- Relação peso/potência (BHP/t)
- 11- Idade do veículo em tempo (ano)
- 12- Preço de veículo
- 13- Uso do veículo (km/ano)

Dessas variáveis as que tem interesse direto na avaliação de desempenho de pavimentos betuminosos são a rugosidade e a profundidade de trilha de roda. Evidentemente que quantidade de superfície trincada e remendada terão interse na medida que influem na rugosidade.

Profundidade de trilha de roda

Essa medida foi tomada utilizando-se uma régua de aço de dois metros de comprimento e uma cunha calibrada. Também foi utilizada uma régua de 1,22m para facilidade de comparação com dados de outras fontes, obtendo-se a seguinte correlação.

$$R D_1 = 0,17 + 0,87 RD_2 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (I-7)$$

onde:

$R D_1$ = trilha de roda com régua de 1,22m

$R D_2$ = trilha de roda com régua de 2,0m

Medidas de rugosidade

Os valores de rugosidade foram tomados com o "BUMP INTEGRATOR", aparelho idêntico ao rugosímetro BPR já descrito anteriormente. No início da pesquisa foi utilizado num equipamento acoplado ao eixo do veículo. As medidas dos dois tipos de equipamentos foram empiricamente correlacionadas.

Trincas e remendos

As trincas e remendos são grupados juntos devido ao fato que era uma estimativa da quantidade de re - mendo necessário para corrigir o defeito, de acordo com a política de manutenção das autoridades rodoviárias do Quênia.

As medições realizadas com uma estrutura de um metro quadrado colocada sobre o ponto onde foram medidas as deflexões com viga Benkelman. A média foi expressa m^2/km .

Deflexões

As medidas de deflexões com viga Benkelman, utilizando-se da metodologia inglesa (KENNEDY,21) foi realizada a cada 100m em ambas as trilhas de roda e em ambas as faixas de tráfego dos trechos analisados.

A determinação da deflexão transiente preencheu três objetivos:

- 1- Seleção das seções teste
- 2- Determinação da seção de maior fraqueza. Neste local era determinado o valor do CBR "in situ".
- 3- Tentar traçar a história de deterioração do pavimento com a aplicação do tráfego da mesma forma que seria feito com a rugosidade, trilhagem, etc.

2.4.1) RESULTADOS OBTIDOS

O estudo do Quênia é bastante mais abrangente do que pesquisa de desempenho de pavimentos.

Está fora do escopo desse trabalho descrever todas as suas implicações e consequências. No entanto, muitas das suas conclusões podem ser utilizadas na avaliação de pavimentos de baixo-custo.

A principal conclusão para o caso em análise é que o parâmetro de superfície que se relaciona com o custo de operação dos veículos em rodovias pavimentadas é a rugosidade dos pavimentos. Evidentemente que as outras feições, tais como trincas e remendos, influem na medida em que elas aumentam a rugosidade longitudinal.

A seguir apresentam-se as equações de custo do usuário para rodovias pavimentadas, em que a variável rugosidade joga um papel penalizador no custo de operação dos veículos.

MANUTENÇÃO DOS VEÍCULOS

Consumo de peças

- 1- Automóveis e veículos leves de carga

$$PC = (-2.03 + 0,0018R) \times K \times 10^{-11} \times VP \text{ para } K \geq 10000$$

$$PC = 0 \quad K < 10000$$

2- Veículos de carga médios e pesados

$$PC = (0,48 + 0,00037 R) \times K \times 10^{-11} \times VP; K \geq 20000$$

$$PC = 0 \quad K < 20000$$

3- Ônibus

$$PC = (0,67 + 0,0006 R) \times K^{1/2} \times VP; \frac{PC}{VP \times K^{1/2}} \geq 10^{-11}$$

$$PC = 0 \quad \text{para } \frac{PC}{VP \times K^{1/2}} < 10^{-11}$$

PC= Consumo de peças /km

VP= Custo do veículo novo (moeda escolhida)

K = Quilometragem do veículo até a data

HORAS DE TRABALHO DE MANUTENÇÃO

1- Automóveis e veículos leves de carga.

$$LH = (851 - 0,078 R) PC/VP \quad R \leq 6000$$

$$LH = 383 \times PC \quad R > 6000$$

2- Veículos de carga médios e pesados.

$$LH = (2975 - 0,078 R) PC/VP \quad R \leq 6000$$

$$LH = 2507 \times PC/VP \quad R > 6000$$

3- Ônibus

$$LH = (2640 - 0,78 R) PC/VP \quad R \leq 6000$$

$$LH = 2172 \times PC/VP \quad R > 6000$$

LH= número de horas de trabalho por km

CONSUMO DE PNEUS

1- Automóveis e veículos de carga leves.

$$TC = (-83 + 0,058 R) \times 10^{-6} \quad R \leq 2000$$

$$TC = 3,0 \times 10^{-5} \quad R > 2000$$

2- Veículos de carga médios, pesados e ônibus.

$$TC = (83 + 0,0112 R) \times L \times 10^{-7} \quad R \leq 1500$$

$$TC = 1,0 \times L \times 10^{-5} \quad R > 1500$$

TC = nº de pneus/km

L = peso bruto do veículo (tara e carga)

Como pode ser observado, a rugosidade longitudinal influirá em apenas três ítems do custo de operação, isto é: consumo de peças e consequentemente horas de trabalho de manutenção e em consumo de pneus.

Obtiveram-se também equações de previsão de deterioração dos pavimentos:

Equação de previsão de trincamento + remendos para rodovias com base estabilizadas e tratamento superficial:

$$2,75 < SN' < 3,25$$

$$(C + P) = 1000 N_1 - 645 + 792 \times e^{-2(N_1 + 0,32)^2}$$

$$3,25 < SN' < 3,75$$

$$(C + P) = 215 N_1 - 92 (1 - e^{-2,25 N_1})$$

onde:

SN' = é o número estrutural corrigido

C = é a área do pavimento, em cada faixa de tráfego, medida em m^2/km , onde o trincamento localizado excede $5 m/m^2$.

p = é a área de remendos em cada faixa de tráfego, medida em m^2/km . Todas as áreas onde o trincamento excede $5m/m^2$ remendadas até o nível da sub-base.

N_1 = é o carregamento acumulado do tráfego medido em milhões de eixos padrões equivalentes desde a construção do revestimento.

Previsão de rugosidade:

$$2,75 < S N' < 3,25 \quad R = 2494 + 483 N$$

$$3,25 < S N' < 3,75 \quad R = 2696 + 159 N$$

onde

R= irregularidade longitudinal em mm/km medida com o "bump integrator".

N= é o carregamento acumulado do tráfego medido em milhões de eixos padrões equivalentes.

Não se obtiveram equações, nesta pesquisa, para outras estradas pavimentadas.

2.5) SASKATCHEWAN - Província Canadense (22 e 23)

A apresentação dos métodos de avaliação de pavimentos em Saskatchewan, tanto para fins de monitoramento de desempenho assim como para fornecer insumos para projetos de restauração, é importante na medida em que o método brasileiro de avaliação de pavimentos flexíveis esta baseado nele (ABPV,25).

O sistema de monitoramento constitui-se de três subsistemas separados:

- Medições de contagens com "Car Road Meter".
- Deflectometria
- Avaliação de condição de superfície

2.5.1) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS COM "CAR ROAD METER"

O "Car Road Meter" utilizado é um equipamento também conhecido por "PCA ROAD METER" e funciona da mesma forma que o "Maysmeter" descrito anteriormente neste trabalho.

A correlação entre as contagens obtidas com o CRM e a avaliação da serventia foi realizada com um juri de 25 engenheiros da equipe do Departamento de Estradas de Saskatchewan. As medidas foram realizadas em 8 seções que tiveram uma qualidade de rolamento entre 2 e 9 (CGRA) numa escala de 0 a 10.

Os dados de contagem são apresentados para cada dois quilômetros de rodovia medida a cada mes. Os dados são posteriormente processados por via eletrônica.

As medidas mensais são colocadas em gráficos contra tempo com objetivo de obter-se uma imagem pictórica da flutuação da qualidade de rolamento. Quando esta cai a um nível estabelecido como mínimo, as atividades de manutenção são dirigidas com o fito de melhorar a qualidade de rolamento do trecho em questão.

2.5.2) MEDIDAS DE DEFLEXÃO

O Departamento de Estradas de Rodagem Saskatchewan mede regularmente a deflexão recuperável de seus pavimentos com viga Benkelman.

Os dados de deflexão são utilizados para projetos de restauração usando o procedimento do Instituto de Asfalto.

2.5.3) AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE

A avaliação das condições de superfície são realizadas com o objetivo de auxiliar na determinação de quais os trabalhos de recuperação que devem ser levados a cabo.

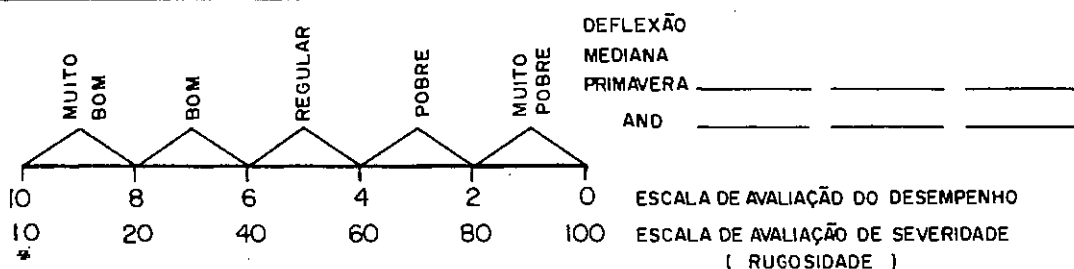
As avaliações são realizadas utilizando-se do "Pavement Surface Condition Rating Form" (Figura I-12) e são utilizadas para definir prioridades de um projeto de restauração em relação a outro.

Em Saskatchewan a avaliação de superfície é realizada anualmente nos pavimentos escolhidos pela equipe de manutenção do departamento.

O resultado do levantamento é o chamado índice de severidade que é "plotado" em um gráfico contra

**FORMULÁRIO PARA AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO DE SUPERFÍCIE
DE PAVIMENTOS
SASKATCHEWAN**

MÉTODO DE PREPARO	ITEM	DEFEITO	ÍNDICE DE SEVERIDADE					ESCORE	% DO TOTAL
			NADA	MENOR	MODERADO	MAIOR	SEVERO		
"SEAL COAT"	1	TRINCAS NÃO RELACIONADAS À FADIGA	0	5	10	15	20		
	2	SUPERFÍCIE ESCORREGADIA	0	5	10	20	40		
	3	DESGASTE	0	10	20	30	40		
RECAPEAMENTO BETUMINOSO	4	CORRUGAÇÃO	0	8	16	32	64		
	5	TRILHAGEM	0	9	18	27	36		
	6	RUPTURA POR CISALHAMENTO	0	10	20	40	80		
	7	REMENDO	0	10	20	30	40		
	8	TRINCA POR FADIGA	0	10	20	40	80		
	9	RUGOSIDADE	20	40	60	80	100		
MELHORAMENTO LOCALIZADO	10	AÇÃO DO CONGELAMENTO							
	11	ADENSAMENTO							
	12	FEIÇÕES ISOLADAS							



OBS: _____

AVALIADO POR _____ DATA: ____/____/____

o tempo, produzindo uma curva de condição superficial do pavimento.

As tentativas de correlacionar as condições do pavimento, trincas e fadiga, desgaste, rupturas por cisalhamento, remendos, rugosidade, etc, não obtiveram sucesso em Saskatchewan, até 1978.

2.6) INSTITUTO DO ASFALTO (23)

O Instituto do Asfalto apresentou em 1977 um formulário acompanhado de uma boa série de fotografias de defeitos para a avaliação de pavimentos de baixo volume de tráfego. Para cada defeito, o avaliador dá uma nota subjetiva (ou grau de severidade) que varia de 0 a 5 ou 0 a 10. A soma das notas diminuída de 100 dá a avaliação de condição.

Se avaliação de condição cair dentro de determinados limites o trecho deverá ser reconstruído, recapeado ou mantido rotineiramente (fig.I-13 e I-14).

Na referência citada não se indica como foi desenvolvido o método de avaliação e os resultados obtidos.

2.7) MÉTODO BRASILEIRO DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DNER

O DNER publicou em 1979 as normas para avaliação subjetiva de superfície, objetiva da superfície e estrutural dos pavimentos flexíveis para fins de projeto de re - forço (DNER,24).

2.7.1) AVALIAÇÃO SUBJETIVA DE QUALIDADE DE ROLAMENTO

Os pressupostos de avaliação subjetiva são os mesmos de CAREY & IRICK utilizados pela equipe AASHO ROAD TEST, sem modificações. O conforto individual do usuário trafegando sobre o pavimento, considerado isoladamente, deve prevalecer sobre qualquer tipo de consideração paralela.

Cada avaliador dá ao pavimento uma nota de zero a cinco, procurando-a classificar em cinco graus de

FORMULÁRIO PARA AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

RUA OU ESTRADA _____ CIDADE _____
 COMPR. DO TRECHO _____ LARGURA _____
 TIPO DO PAVIMENTO _____ DATA _____

TRINCAS TRANSVERSAIS	0 - 5	_____
TRINCAS LONGITUDINAIS	0 - 5	_____
JACARÉS	0 - 10	_____
TRINCAS DE CONTRAÇÃO	0 - 5	_____
TRILHAGEM	0 - 10	_____
CORRUGAÇÕES	0 - 5	_____
DESGASTE	0 - 5	_____
DESLOCAMENTO LATERAL	0 - 10	_____
PANELAS	0 - 10	_____
EXCESSO DE ASFALTO	0 - 10	_____
AGREGADOS POLIDOS	0 - 5	_____
DRENAGEM DEFICIENTE	0 - 10	_____
QUALIDADE DE ROLAMENTO TOTAL		
"0" É EXCELENTE "10" É MUITO POBRE	0 - 10	_____

AVALIAÇÃO DE CONDIÇÃO = 100 - SOMA DOS DEFEITOS

= 100 - _____

AVALIAÇÃO DE CONDIÇÃO

FIG-1-13 - FORMULÁRIO PARA AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS

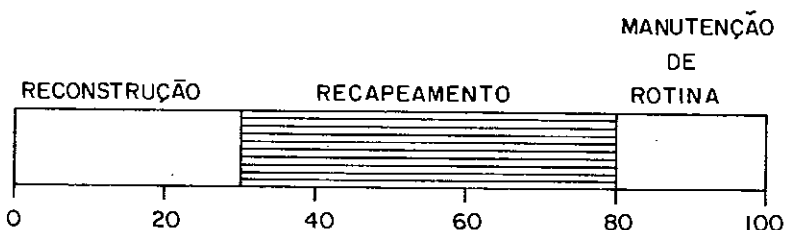


FIG.1-14 - TIPO DE MANUTENÇÃO DEPENDENDO DA AVALIAÇÃO DE CONDIÇÃO - INSTITUTO DO ASFALTO.

qualidade que variam de péssimo (zero a um) até ótimo (quatro a cinco). A soma das notas individuais dividido pelo número de avaliadores produz o Valor de Serventia Atual (VSA) conceitualmente idêntico ao PSR da AASHO (ver figura I-6).

2.7.2) AVALIAÇÃO OBJETIVA DA SUPERFÍCIE

A avaliação objetiva da superfície é realizada através da medição direta de uma série de defeitos, em locais previamente demarcados e que na prática perfazem uma área de 30% da superfície do pavimento.

Os defeitos enfocados estão sumarizados na tabela I-3 e são medidos da forma a seguir apresentada.

Trilhagem - Serão medidas com equipamento semelhante ao utilizado na pista da AASHO ROAD TEST, na trilha de roda interna e externa. As leituras serão feitas em milímetros.

Outras ocorrências - As outras ocorrências da seção analisada serão grupadas de acordo com a notação da tabela I-4.

O número de vezes que cada tipo de defeito é constatado dividido pelo número de estações de observação vezes 100, produz a frequência relativa do defeito. Este valor multiplicado pelo fator de ponderação do defeito produz o índice de gravidade individual.

Para trilhagem é calculada a média das ocorrências em milímetros e a variância dos valores obtidos.

Os fatores de ponderação para cada defeito é dada pela tabela I-5.

TABELA I-3- CODIFICAÇÃO DAS OCORRÊNCIAS NA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

NATUREZA DA OCORRÊNCIA					NOTAÇÃO	
Ausência aparente de falhas na superfície do revestimento					OK	
FISSURAS					FI	
Trincas no revestimento geradas por deformação permanente excessiva e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga.	Trincas isoladas	Transversais	Curtas	TTC	FC-1	
			Longas	TTL		
		Longitudinais	Curtas	TTC		
			Longas	TLL		
	Trincas interligadas	"Jacaré"	Sem erosão acentuada nos bordos das trincas	J	FC-2	
			Com erosão acentuada nos bordos das trincas.	JE	FC-3	
Trincas no revestimento não atribuídas ao fenômeno de fadiga.	Trincas isoladas	Devido à retração térmica ou dissecação da base (solo-cimento) ou do revestimento.		TRR	FC-2	
	Trincas interligadas	"Bloco"	Sem erosão acentuada nos bordos das trincas	TRR	FC-2	
			Com erosão acentuada nos bordos das trincas	TBE	FC-3	
	AFUNDAMENTOS	Plásticos Locais	Devidos à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento e/ou do subleito		ALP	
Trilhas de Rodas		Devidas a fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento e/ou do subleito		ATP		
De consolidação local		Devidos à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento e/ou subleito		ALC		
Trilhas de Rodas		Devidas à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento e/ou subleito		ATC		
Corrugação-Ondulações transversais causadas por instabilidade da mistura betuminosa constituinte do revestimento e/ou base.						
Escorregamento do revestimento betuminoso					E	
Exsudação do ligante betuminoso no revestimento					EX	
Desgaste acentuado na superfície do revestimento					D	
"Painéis" decorrentes da desagregação do revestimento e às vezes base					P	
Remendos existentes (superfície e/ou profundos)					R	

TABELA I-4 - CLASSIFICAÇÃO DE DEFEITOS

TIPOS	NOTAÇÃO	DEFEITOS
1	FC-1	Fissuras, trincas isoladas transversais curtas e longas, trincas isoladas longi <u>tudinais</u> curtas e longas e trincas isoladas devido à retração térmica ou dessecação da base (solo cimento) ou reves <u>timento</u> .
2	FC-2	Trincas interligantes do tipo "jacaré " sem erosão acentuada nas bordas das trincas e trincas interligadas em bloco sem erosão acentuada nas bordas das trincas.
3	FC-3	Trincas interligadas do tipo "jacaré" ou em blocos com erosão acentuada das bordas.
4	ALP e ATP	Afundamentos plásticos localizados devi <u>dos</u> à fluência plástica e afundamentos nas trilhas de roda devidos ao mesmo mo <u>tivo</u> .
5	O e P	Corrugações e ondulações transversais e painéis.
6	E x	Exsudação do ligante betuminoso
7	.D	Desgaste acentuado
8	R	Remendos

TABELA I-5 - FATORES DE PONDERAÇÃO

TIPO	NOTAÇÃO	FATOR DE PONDERAÇÃO
1	FC-1	0,2
2	FC-2	0,5
3	FC-3	0,8
4	ALP - ATP	0,9
5	O e P	1,0
6	E x	0,5
7	D	0,3
8	R	0,6

Para a média aritméticas calculadas e para as variâncias das flexas o fator de ponderação a utilizar depende do valor da média aritmética e da variância:

$\bar{X} \leq 30$ - fator de ponderação é igual a 4/3

$\bar{X} > 30$ - índice de gravidade individual é 40

$\sigma^2 \leq 50$ - fator de ponderação é igual a 1

$\sigma^2 > 50$ - índice de gravidade individual é 50

O índice de gravidade global (IGG) é obtido pela soma de todos os índices de gravidade individual.

Os IGG devem ser calculados para trechos homogêneos com extensão máxima de um quilômetro.

O grau de deterioração do pavimento é retratado através de termos qualitativos relacionados com o IGG - tabela I-6.

TABELA I-6 - LIMITES DE IGG

CONCEITO	LIMITES DE IGG
BOM	0-20
REGULAR	20-80
MAU	80-150
PÉSSIMO	150-500

PEREIRA (25) em 1979 propôs modificar o número de conceitos de quatro para cinco e relacioná-los com um número de 0 a 5.

2.7.3) AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

A avaliação estrutural é realizada com viga Benkelman com eixo de 8,2t com rodas duplas.

São feitas correções para sazonalidade das medidas dependendo do tipo de subleito e da estação do ano conforme tabela a seguir (I-7).

TABELA I-7 - FATORES DE CORREÇÃO SAZONAL

NATUREZA DO SUB-LEITO	FATOR DE CORREÇÃO SAZONAL	
	EST.SECA	EST.CHUVOSA
Arenoso Permeável	1,1 a 1,3	1,0
Argiloso e sensível à umidade	1,2 a 1,4	1,0

A determinação do raio da curvatura da bacia de deformação, no ponto de maior curvatura é prática costumeira no Brasil. O valor é obtido fazendo-se uma parábola de segundo grau passar pelo ponto maior curvatura e pelo ponto da deformada localizado a 25cm a partir dele.

O raio de curvatura é definido como:

$$RC = \frac{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}}{y''} \dots \dots \dots (I-8)$$

$y=ax^2$; $y'=2ax$ e $y''=2a$ (equação da parábola e suas derivadas)

$$\frac{d_0 - d_{25}}{10^5} = 0,25^2 a \dots \dots \dots (I-9)$$

$$a = \frac{d_0 - d_{25}}{0,25^2 \times 10^5} \dots \dots \dots (I-10)$$

Substituindo-se o valor de a encontrado em (I-10) em (I-8) e fazendo-se $x=0$, obtem-se:

$$RC = \frac{6250}{2 (d_0 - d_{25})} \dots \dots \dots (I-11)$$

onde:

RC= Raio de Curvatura em metros

d_o = Deflexão máxima em 10^{-2} mm

d_{25} =Deflexão no ponto que dista 0,25m de d_o em 10^{-2} mm

Num dos métodos de reforço do DNER, utiliza-se o raio de curvatura como parâmetro definidor do tipo manutenção necessária para o pavimento.

2.8) PESQUISA DE INTER-RELACIONAMENTO ENTRE OS CUSTOS DE CONSTRUÇÃO, CONSERVAÇÃO E UTILIZAÇÃO DE RODOVIAS (PICR)

O grupo de Estudos de Desempenho e da Conservação de Pavimentos do PICR desenvolveu suas atividades em 74 trechos pavimentados, situados em rodovias do Distrito Federal, Goiás, Minas Gerais e São Paulo. Além disso foram incorporados no estudo, 40 trechos no Rio Grande do Sul, Rio de Janeiro e Espírito Santo.

Os trechos foram selecionados de modo a preencher matrizes fatoriais, nos quais os fatores foram: tipo de revstimento, tipo de base, tráfego médio diário, geometria vertical, estado de reabilitação e idade do pavimento.

Os levantamentos dos trechos-teste foram realizados no sentido da determinação das condições de superfície, deflexão recuperável, irregularidade da superfície e composição geotécnica das diversas camadas do pavimento.

Cada trecho teste possuía dois tramos de 320m de comprimento, divididos pelo tipo de conservação.

2.8.1) MEDIÇÃO DAS IRREGULARIDADES

A medição das irregularidades de superfície foram realizadas rotineiramente com o maysmeter em várias velocidades. Os valores obtidos foram correlacionados com os valores obtidos com o simulador de quarto-de-carro do Perfilômetro de dinâmica de superfície.

Em algumas seções, as medições foram realizadas semanalmente, para se ter uma idéia mais precisa do processo de deterioração.

2.8.2) DEFLEXÃO RECUPERÁVEL

As deflexões recuperáveis foram medidas com viga Benkelman e com o Dynaflect. Foram tomadas 40 medidas nas quatro trilhas de roda com dois lados da rodovia em cada tramo, totalizando 80 medidas por trecho teste.

2.8.3) CONDIÇÃO DAS SUPERFÍCIES

Os defeitos catalogados foram os seguintes:

- a) Trincas - as trincas foram catalogadas em quatro graus de severidade:
 - Classe 1 - Trincas capilares, com largura até 1mm
 - Classe 2 - Trincas com largura entre 1 e 3mm
 - Classe 3 - Trincas com largura superior a 3mm, que não apresentam desintegração dos bordos.
 - Classe 4 - Trincas que geralmente, mas não necessariamente, tem largura superior a 3mm, e nas quais ocorrem desintegração nos bordos.

A área trincada é sempre medida através do retângulo circunscrito, com um lado paralelo ao eixo da rodovia.

- b) Painelas - definidas como buracos abertos no pavimento.
- c) Remendos - painela cheia com uma mistura betuminosa.
- d) Remendo profundo - remendo em que houve substituição do revestimento e da base em alguns casos. Usual-

mente apresenta uma forma retangular.

- e) Remendo Superficial - Lama - asfáltica aplicada numa área localizada.

Além da marcação e medida dos defeitos foi realizada a medição dos afundamentos de trilha de roda (trilhagem ou canelura) com instrumento idêntico ao utilizado no AASHO ROAD TEST.

2.814) MODELOS DE DETERIORAÇÃO OBTIDOS

A- Modelo de Previsão de Irregularidade

- a) Equação que inclui o número estrutural.

$$\log QI = 1.487 - 0,1383ER + 0,00795 ANO + 0,0224(\log N/NEC)^2$$

onde:

$\log QI$ - logarítimo na base 10 do índice de quarto de-carro

ER - indicador do estado de conservação
0= como construído
1= recapeado

ANO - número de anos desde a construção em recapeamento

N - número de repetições do eixo padrão de 8,0kN (Liddle)

NEC - número estrutural corrigido quanto à resistência do subleito

- b) Equação que inclui a deflexão da viga Benkelman

$$QI^* = 21,8 - 7,52ER + 5,16TS + 0,515ANO + 7,22 \times 10^{-5} (Bx \log N)^2$$

onde:

QI^* - índice de quarto-de-carro em contagens/km

TS - indicador do tipo de revestimento

0 = concreto asfáltico

1 = tratamento superficial

B - deflexão da viga Benkelman (0,01mm)

O valor de R^2 dessa equação é o dobro do anterior, mesmo assim é baixo: 0,484

c) Equação que inclui o número estrutural e a deflexão da viga Benkelman

$$QI^* = 12,63 - 5,16ER + 3,31TS + 0,393ANO + 8,66(\log N/NEC) + 7,17 \times 10^{-5} (B \times \log N)^2$$

$$R^2 = 0,525$$

Todos os símbolos foram definidos anteriormente.

Foram obtidos ainda outras equações que correlacionam QI^* com o valor obtido com o Dynaflect.

B - Modelos para a previsão de trincamento

A variável usada para representar o trincamento na análise é definida como a percentagem da área total do pavimento que apresenta panelas ou trincas da classe 2 à classe 4. A análise não inclui trechos revestidos com tratamento superficial.

a) número de repetições do eixo padrão necessários ao aparecimento da primeira trinca.

$$\log N = 1,205 + 5,96 \log NEC$$

Os símbolos já foram definidos anteriormente

$$R^2 = 0,52$$

b) Progressão das trincas

- equação que inclui a deflexão da viga Benkelman

$$TR = 18,53 + 0,0456B \times \log N + 0,00501B \times ANO \times \log N$$

$$R^2 = 0,644$$

TR = percentagem da área trincada

B = deflexão média da viga Benkelman

logN = logarítmo decimal do número acumulado de eixos e equivalentes (Liddle)

ANO = idade do pavimento a partir da reconstrução ou recapeamento (anos)

- Equação que inclui o número estrutural corrigido (NEC)

$$TR = -57,7 + 53,5 \log N / NEC + 0,313 ANO \times \log N$$

$$R^2 = 0,345$$

c) Equação que preve a idade em que a percentagem de área trincada atinge um determinado valor.

$$ANO = 11,46 - 0,974B + 0,1454TR + 2,51 \times 10^{-5} \times TR / (TAC \times B)$$

$$R^2 = 0,418$$

onde:

TAC - taxa de aplicação de carga, isto é, número médio de eixos equivalentes por ano.

Não foram desenvolvidos modelos para o afundamento das trilhas de roda.

2.8.5) CUSTO DE OPERAÇÃO DOS USUÁRIOS

Outro importante objetivo da PICR foi determinar a influência do estado do pavimento no custo dos usuários das rodovias. A variável escolhida para representar o estado do pavimento foi a irregularidade longitudinal dada pelo índice de quarto-de-carro o QI.

Verificou-se que a irregularidade influi em praticamente todos os custos de operação dos veículos.

Como as equações são muitas e ocupam muito espaço do texto, apresenta-se apenas o exemplo do consumo de combustível pelos ônibus:

$$\ln(\text{combustível}) = 5,641 + 0,00061QI^* - 0,0004ADC - 0,051SM$$

onde:

\ln (combustível = litros/1000 km logarítimos naturais)

ADC = grau médio de curvatura - grau/km

SM = padrão de manutenção do veículo

1 = padrão elevado

0 = nos outros casos

Todas as informações dadas neste item foram obtidas nas referências 15, 38 e 39.

A seguir é apresentada a tabela I-8 com o resumo das práticas de vários países, Estados americanos e canadenses já comentados com mais detalhes anteriormente ou sobre os quais se tinham informações ou aqueles que poderiam eventualmente apresentar algum interesse na presente pesquisa.

3.0) COMENTÁRIOS

Um simples lançar de olhos no que até aqui foi informado demonstra claramente que o desempenho de um pavimento flexível está intimamente ligado à:

- sua irregularidade longitudinal
- suas características mais visíveis de superfície, principalmente afundamento de trilhas de rodas, trincas e panelas e/ou remendos.
- seu comportamento elástico em relação às cargas rodoviárias.

TABELA I-8 - COMPARAÇÃO ENTRE AS DIVERSAS FORMAS DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS

AGÊNCIA OU ESTADO	AVALIAÇÃO DE CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE	RUGOSIDADE. AVALIAÇÃO DE ROLAMENTO	AVALIAÇÃO DE FRICÇÃO DA SUPERFÍCIE	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL (DEFLEXÃO)
***24 BRASIL-DNER	Avaliação de defeitos de superfície somente em trechos cuja restauração esteja sendo projetada. 20% do pavimento é avaliado.	Avaliação de conforto subjetiva na época do projeto de restauração por júri.	Não se faz atualmente.	Viga Benkelman na época do projeto de restauração
25 NOVA GALES DO SUL-AUSTRÁLIA	*	Mays ridemeter correlacionado com um mays R.M. padrão sem uso.	*	Deflectôgrafo lacroix na faixa de tráfego mais trafegada anualmente.
25 SUÉCIA	Desgaste, trincamento, rugosidade numa base subjetiva. O inventário é realizado em toda malha a cada três anos.	*	*	*
25 INGLATERRA	Medidas objetivas de trilhagem e trincamento classifica o pavimento em oito níveis de severidade.	Bump-integrator principalmente em trabalhos de pesquisa.	Máquina de investigação rotineira de coeficiente de forças laterais scrib	Deflectôgrafo lacroix a cada 3 a 5 anos. Para acompanhamento de desempenho.
JAPÃO	25 Trincas e trilhagem medidas com métodos fotográficos.	*	Veículo medidor de deslizamento	*
26 ARGENTINA	Avaliação de defeitos de superfície em época de projeto de restauração.	Bump-Integrator - em implantação.	Mumeter - em implementação	Deflectôgrafo lacroix em implementação.

TABELA I-8 - CONTINUAÇÃO

AGÊNCIA OU ESTADO	AValiação DE CONdição DA SUPERfície	RUGOSIDADE AValiação DE ROLAMENTO	AValiação DE FRICÇÃO DA SUPERfície	AValiação DA CAPACIDADE ESTRUTURAL (DEFLEXÃO)
27 ARIZONA-EUA	A avaliação primária é o levantamento de trincas. Comparação com fotos padrão. Outros defeitos de medição mais trabalhosa são avaliados anualmente numa base de 92,9 m para cada 536m de pavimento.	Avaliação anual com mays ridemeter. A avaliação subjetiva de um júri é usada para desenvolver um índice de trafegabilidade que é diferente no PSI.	Mumeter usado para 150 m por 1609 m. O sistema inteiro é analisado anualmente.	Deflexões anuais de dynaflect em três locais por 1609 m como inventário de rotina.
27 CALIFÓRNIA EUA	Defeitos estruturais tais como trilhagem, trincas e remendos são avaliados em 61m a cada 1609m. Anualmente para as inter-estaduais a cada 3-4 anos para as outras.	Usa o PCA ridemeter mas o valor obtido não faz parte da avaliação de danos do pavimento.	Medição periódica com reboque de deslizamento (SKIDTRAILER)	Dynaflect usado exclusivamente em projeto.
27 FLÓRIDA-EUA	Defeitos estruturais tais como trincas, trilhagem e remendos anualmente em 30m representando 1609m. A determinação dos defeitos leva a um valor (DR) como parte de um todo.	Mays ridemeter correlacionado com o perfilômetro chloe. Determina a avaliação de rolamento (RR) baseado na calibração de cada veículo.	Resistência ao deslizamento medida como parte separada do sistema.	*
27 KENTUCKY - EUA	Usa levantamentos de condição de superfície como "Retro-alimentação" de projeto e não como monitoramento de rotina.	Usa o perfilômetro GM. Também tem usado um medidor da qualidade de rolamento que mede forças-G. Medidor de rolamento preferido para correlações.	Reboque de deslizamento.	Deflexões com road rater para projeto; não há monitoramento sistemático.

TABELA I-8 - CONTINUAÇÃO

AGÊNCIA OU ESTADO	AValiação DE CONdição DA SUPERfície	RUGOSIDADE AValiação DE ROLAMENTO	AValiação DE FRICção DA SUPERfície	AValiação DA CAPACIDADE ESTRUTURAL (DEFLEXÃO)
27 NEW-YORK- EUA	Não faz rotineiramente	Equipamento perfilador muito sensível, adaptável a qualquer equipamento resposta: sistema inteiro monitorado anualmente.	Reboque de deslizamento cobre todo o sistema a cada três anos. O teste é feito a cada 160 ou 320m.	*
27 PENNSYLVANIA EUA	Não faz atualmente.	Mays road meter avalia atualmente toda a malha. Todos os dados são correlacionados com perfilômetro GM.	Reboque de deslizamento.	Road rater para avaliar seções selecionadas que tenham atingido serventia final.
27 TEXAS - EUA	Defeitos estruturais avaliados objetivamente, baseados em observação visual. Câmara montada em veículo fornece subsídios para trechos em proj.de restauração.	Mays ridemeter correlacionado com perfilômetro de dinâmica de superfície. Seções de 320m anualmente.	Reboque de deslizamento; testes anuais.	Dynaflect somente em locais críticos.
27 UTAH - EUA	Aviação detalhada de trincas, trilhagem, remendos, desgastes, intemperismo, etc. em 152m por 1609m por fotos. Análise objetiva e subjetiva. Onze parâmetros incluídos.	Cox(PCA) road meter em incrementos de 1609m, rugosidade registrada sob a forma de serventia PSI.	Mumeter usado em pavimento molhado; seções de 400m por 1609m.	Deflexões de dynaflect usadas para prever vida remanescente. Um teste por milha com correção de temperatura apenas em candidatos à restauração.
27 WASHINGTON- EUA	Defeitos estruturais tais como trincas e trilhagem medidos subjetivamente. São medidos 61m a cada 1609m.	Cox (PCA) road meter em todas as seções e o valor é usado como parte da avaliação geral.	Reboque de deslizamento para levantar locais de acidentes. Medidas rotineiras anuais uma medida por 1609m.	Deflexões com viga Benkelman em locais selecionados, mas não usados para monitoramento rotineiro.

TABELA I-8 - CONTINUAÇÃO

AGÊNCIA OU ESTADO	AValiação DE CONdição DA SUPERfície	RUGOSIDADE AValiação DE ROLAMENTO	AValiação DE FRICÇÃO DA SUPERfície	AValiação DE CAPACIDADE ESTRUTURAL (DEFLEXÃO)
27 ONTÁRIO - CANADÁ	Avaliação da condição do pavimento (PCR) determina da por avaliação a partir de manuais. Frequência de um ou dois anos. Conforto e avaliação combinados para dar índice de destruição (DI).	Avaliação subjetiva de qualidade de rolamento. Determina índice de conforto de rolamento RCI.	*	Dynalect em locais escolhidos randomicamente para seções que necessitem reabilitação.
27 SASKATCHEWAN CANADÁ	Avaliação de condição de superfície anual apenas em projetos selecionados.	Car road meter (PCA) calibrado por um júri. Medidas feitas a intervalos de um mês a um ano; depende da classe da rodovia.	Não é feita rotineiramente.	Deflexões da viga Benkelman usadas para projeto de recapamento. Medidas anuais entre abril e junho.
28 FRANÇA	Levantamento com câmara adaptada em carro que fornece um filme de todo o pavimento.	Perfilômetro APL.	Realizada rotineiramente.	Deflectôgrafo lacroix em toda a malha anualmente.
29 TRRL - QUÊNIA	Levantamentos de trincas, trilhagem e remendos.	Bump - integrator	*	Viga Benkelman.
15 GEIPOT - IPR PESQUISA	Levantamentos de trincas, trilhagem e remendos.	Perfilômetro de dinâmica de superfície e mays ride meter	*	Viga Benkelman e Dynaflect.

* Não se dispõe de informação - ** Números referências bibliográficas.

3.1) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS

A irregularidade longitudinal dos pavimentos pode ser enfocada sob dois aspectos 1) sua influência no conforto do usuário e 2) no custo da operação rodoviária.

Sob o primeiro aspecto a sua utilização é relativamente simples. Basta fazer que um grupo de pessoas, que represente os interesses do país ou de uma determinada classe, percorra uma rodovia e dê uma nota que associe o estado do pavimento com o conforto da viagem. Sem dúvida que o que mais influirá serão as variações do perfil longitudinal, não interessando se elas provenham de corrugações, painéis, trincas, remendos ou deformações associadas com assentamentos diferenciais das camadas do pavimento.

O exame dos valores obtidos pelos juris da AASHO em Illinois, Minnesota, Indiana e nas seções do teste (AASHO ROAD TEST) indicam claramente que o valor do $\log(1 + \overline{SV})$ está relacionado com a soma de área trincada mais área remendada e/ou profundidade de trilha de roda. Na expressão do PSI estas últimas duas variáveis tem uma importância relativamente baixa em relação a \overline{SV} .

Assim é instrutivo verificar uma seção de Minnesota de baixo PSI:

Seção	$\log(1 + \overline{SV})$	RD^2	C + P	PSI
109-Minnesota	1,57	0,13	10,4	1,7

Estes números significam que:

\overline{RD} = profundidade média das trilhas de roda é 9,2mm
 $C+P$ = área trincada (classes 2 e 3) + área remendada é 1,04%

\overline{SV} = 0,0000361 e = desvio padrão das medidas = 0,006 sendo 0,006 a tangente de $0,34^\circ$. Considerando um coeficiente de variação de 50% tem-se um ângulo médio das inclinações de $0,7^\circ$ variando, numa faixa de 85% de probabilidades entre $0,36^\circ$ e 1° .

Percentualmente cada um dos fatores influem na perda de serventia do pavimento da seguinte forma:

$$\text{PSI} = 5,03 - 1,91 \log (1 + \overline{\text{SV}}) - 1,38 \overline{\text{RD}}^2 - 0,001 \sqrt{\text{C} + \text{P}}$$

$$\text{PSI} = 5,03 - 3,28 = 1,7$$

$\overline{\text{SV}}$	91,5%
$\overline{\text{RD}}$	5,5%
$\text{C} + \text{P}$	3,0%
	<hr/>
	100,0%

Embora os números indiquem uma forte preponderância de $\overline{\text{SV}}$ no cômputo do PSI, não se deve subestimar o seu valor com indicador do estado da superfície do pavimento. Assim, uma análise da tabela I-F da referência 17 mostra claramente que os pavimentos da PSI baixo são aqueles que ap^{re}sentam grande área trincada e/ou altas profundidades de trilha de roda, com raras exceções.

O grande empecilho de sua utilização é precisamente a dificuldade de sua obtenção. Necessita-se para isso de algum dos equipamentos já descritos no item I-1 deste trabalho. São todos equipamentos caros e que necessitam ser importados e portanto de difícil acesso a grande maioria dos órgãos rodoviários brasileiros.

Mesmo os aparelhos do tipo resposta, como o rugosímetro ou os Maysmeter precisam calibração períodica com equipamentos do tipo perfilômetro que dão diretamente o perfil do terreno ou outra variável acuradamente relacionada com ele.

Uma opção ao uso desses equipamentos é o nivelamento geométrico de precisão com pontos muito pr^{óxi}mos uns dos outros (0,5m ou menos). Este procedimento é extremadamente trabalhoso e caro e somente pode ser usado em trechos muito curtos de um ou outro segmento de observação ou em pis - tas de aeroportos.

Uma boa equipe de topografia, com três homens pode realizar, no máximo 400 pontos nivelados por dia, o que significa cerca de 200m por dia, nas duas trilhas de roda. Tal produção é claramente irrisória diante das neces -

sidades, mesmo dos curtos trechos de pesquisa.

O nivelamento geométrico de um trecho de pavimento pode produzir ele próprio diversas estatísticas correlacionáveis com os índices de rugosidade tradicionais ou produzir a análise espectral através de uma complexa manipulação computacional (QUEIROZ, 37). Mais importante que isso, no entanto, o perfil com pontos a cada 0,5m produz uma base estável para a calibração de equipamentos do tipo maysmeter ou rugosímetro. A estatística proposta por QUEIROZ (37) é a raiz quadrada da média da aceleração vertical para sumarizar os dados do perfilômetro. A estatística pode ser definida com a raiz quadrada da média das diferenças entre inclinações adjacentes do perfil, onde cada inclinação é a razão da variação da elevação em relação ao intervalo de distância horizontal selecionado. Esta distância é o comprimento da base e a raiz quadrada da média da aceleração vertical pode ser calculada para vários comprimentos da base. Maiores detalhes e um programa simples em Fortram podem ser obtidos na referência 37.

A terceira opção seria formar um júri para percorrer os trechos dos quais se necessita avaliar o desempenho. O problema que surge agora é; qual pergunta o júri deve responder para dar a sua avaliação. Quando se trata de estradas vicinais ou alimentadoras, cujo objetivo é conduzir a produção da fazenda para o silo para a estrada-tronco ou ligar duas pequenas cidades que nunca tiveram ligação asfáltica a pergunta não pode ser a dos júris da AASHO.

No entender do autor desse trabalho uma estrada serve ao tipo de tráfego citado se 1) permitir o tráfego com qualquer condição meteorológica, 2) não causar dano à carga ou ao veículo devido ao excesso de rugosidade, 3) não por em risco a integridade do motorista, desde que este respeite a velocidade limites dada pelas condições geométricas e, 4) principalmente não aumentar demasiadamente o custo de operação para os usuários.

Os três primeiros itens podem ser respondidos de um prisma subjetivo, o que produziria um termo final de serventia. Em outras palavras, a resposta aos itens citados responderia à pergunta:

O pavimento serve ou não serve aos fins a que se destina ?

No entanto o procedimento não produz uma escala de serventia como no caso do PSR.

Com isso se quer dizer que pavimentos com rugosidades iniciais muito diferentes teriam serventias idênticas por esse critério. Cita-se o caso de dois tipos de pavimentos em estradas alimentadoras no Estado do Paraná sobre geologias diferentes.

Na zona de ocorrência do solos arenoso fino (Noroeste) os pavimentos são constituídos de tratamento superficial duplo sobre o solo compactado na energia modificada. O solo arenoso fino permite um acabamento primoroso com motoniveladora produzindo rugosidade relativamente baixa (1400 a 1500 mm/km com o rugosímetro BPR), pouco superior a um bom concreto asfáltico (RELATÓRIO DA COPPETEC, 31).

Na região de ocorrência dos derrames basálticos os pavimentos são construídos com uma base granular capeada com o mesmo tratamento superficial duplo.

Como a brita graduada não permite um acabamento tão bom com o solo arenoso fino, a rugosidade inicial varia entre 2800 e 3400 mm/km com o mesmo rugosímetro (RELATÓRIO DA COPPETEC, 31).

O conforto comparado entre as duas rodovias é muito diferente. Mas, qualquer um dos dois pavimentos tem podido, por longo período de tempo, servir ao seu tipo de tráfego, uma vez que são estruturalmente sadios.

A segunda forma de encarar rugosidade longitudinal seria através do uso dos resultados de pesquisa de custos rodoviários tanto a realizada pelo TRRL no Quênia como a pesquisa ICR realizado pelo GEIPOT no Brasil.

Como está mostrado em itens anteriores os custos dos usuários dependem fortemente da rugosidade longitudinal.

Nas equações do TRRL estes itens são, custos de peças de reposição, custo da manutenção do veículo e custo dos pneus. Nas equações do GEIPOT todos os itens do custo são dependentes da rugosidade, exceto salários. Na tabela I-9 está apresentado o custo dos usuários em 1975 no Quênia (ROLT, 30), utilizando as equações da TRRL e na tabela I-10 os custos dos usuários brasileiros em 1983. Na figura I-15 faz-se variar os custos dos usuários em função da irregularidade

longitudinal para três tipos de veículos, utilizando-se as equações de custo.

Embora os trabalhos do TRRL e GEIPOT sejam ferramentas muito poderosas na análise de desempenho de pavimentos, desde que se possuam os instrumentos de medição de rugosidade longitudinal, elas não podem ser usadas isoladamente.

Os custos rodoviários incluem os custos de construção, de manutenção, do usuário, além dos custos financeiros. Todas estas parcelas deverão ser levadas em consideração quando se analisa um pavimento ou um material rodoviário em particular.

Uma forma de utilizar estas equações num sistema global de avaliação de pavimentos seria a comparação dos custos globais da operação rodoviária.

Assim, em vez de dizer que um determinado trecho tem um PSI de determinado valor, dir-se-ia que o seu custo global de operação é de tantos cruzeiros ou outra unidade de custo.

Não há dúvida que este sistema é muito mais lógico para bom direcionamento de um programa de planejamento de manutenção. As equações de custo em conjunto com as equações de comportamento produzidas pela pesquisa ICR poderiam produzir as ferramentas básicas para construir um sistema de administração de pavimentos.

Não se tem dúvidas que, em futuro próximo, este enfoque deverá ser adotado por todos os órgãos rodoviários que possuem grandes redes de estradas pavimentadas. Além disso, uma das conclusões desse trabalho já pode ser antecipada, baseada nos fatos até aqui expostos: é indispensável na tarefa de avaliar desempenho de pavimentos, um instrumento que, no mínimo meça de forma objetiva e precisa a resposta dos veículos ao perfil longitudinal.

Este aparelho deverá apresentar ainda as características de robustez, simplicidade e grande velocidade de operação.

TABELA I-9-CUSTO DO USUÁRIO-EQ.DO TRRL PARA O
QUÊNIA - 1975

RUGOSIDADE (BUMP - INTEGRATOR: 3000mm/km QUILOMETRAGEM ANUAL 75000 km			
Nº DE EIXOS	2	3	5
PESO BRUTO	14,3t	23,8t	41,8t
HP	150	177	177
	%	%	%
COMBUSTÍVEL	11,8	13,2	14,0
LUBRIFICAÇÃO	0,8	0,7	0,6
PEÇAS*	22,7	21,7	21,6
MANUTENÇÃO*	10,6	9,3	7,4
PNEUS*	7,3	10,5	14,7
DEPRECIAÇÃO	7,6	7,4	7,3
JUROS	3,7	3,4	3,4
EQUIPAGEM	15,7	13,8	11,0
"OVER HEAD"	19,8	20,0	20,0

TABELA I-10 - CUSTO DOS USUÁRIOS
EQUAÇÕES GEIPOT - 05/83

QI* = 41,3		RS= 15m/km		ADC= 30°/km	
Nº DE EIXOS	2	3	5		
ITEM DO CUSTO	%	%	%		
*COMBUSTÍVEL	44	38	44		
*LUBRIFICAÇÃO	1	2	2		
*PEÇAS	19	18	16		
*MANUTENÇÃO	8	9	9		
*PNEUS	10	15	13		
*DEPRECIAÇÃO	6	7	6		
*JUROS	4	4	4		
SALÁRIOS	8	7	6		

* Nos itens assinalados com asterisco, influe a irregularidade longitudinal.

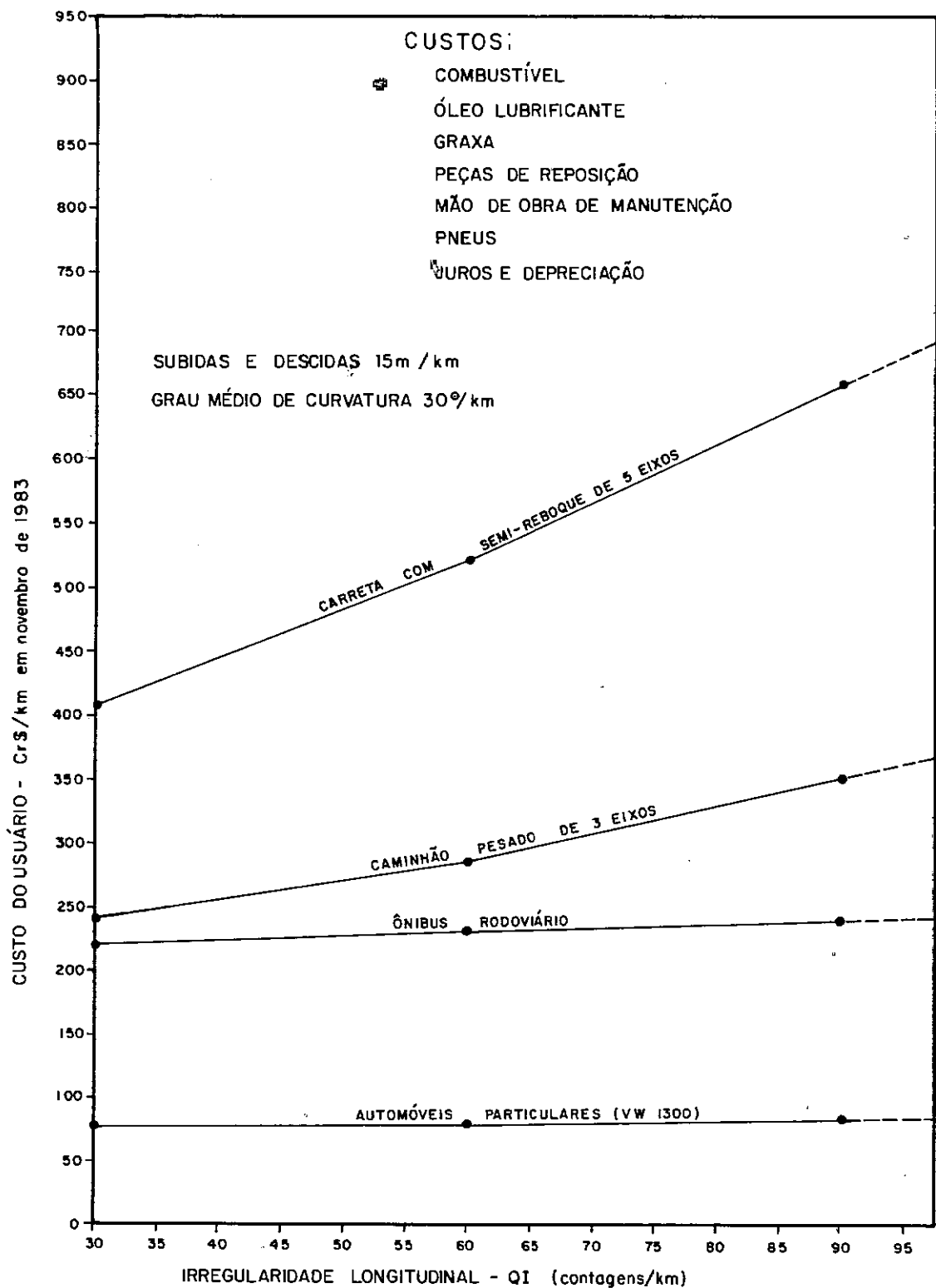


FIG.1-15- CUSTO DE OPERAÇÃO x AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

3.2) DEFEITOS DE SUPERFÍCIE E INDICES DE CONDIÇÃO

Como se viu nos itens anteriores, são inúmeras as classificações de defeitos dos pavimentos flexíveis.

Os engenheiros de pavimentação de cada país fazem suas tabelas de defeitos procurando dar ênfase a determinadas ocorrências que são críticas para o seu tipo de construção. Assim é claramente visível a preocupação dos engenheiros ingleses para com os afundamentos de trilha de roda. O que não é para menos: o seu "hot rolled asphalt" utilizado no revestimento, possui elevada vida de fadiga quando comparada com o concreto asfáltico, mas é muito mais deformável. O revestimento é construído com uma mistura em que os materiais finos fornecem a estrutura da camada enquanto os grosseiros não passam de meros alongadores de massa.

Já os engenheiros americanos e os brasileiros, que constroem seus revestimentos com concreto asfáltico, se preocupam principalmente com as suas trincas.

Quem constrói pavimentos revestidos com tratamentos superficiais sobre solos vermelhos tropicais, não tem muita oportunidade de se preocupar com trincas ou trilhagem.

As trincas, quando ocorrem, são fissuras milimétricas em bloco, produzidas por dessecação da base, no caso do solo arenoso fino. Quando a base é constituída de material britado as trincas de fadiga são muito raras, produzidas por repetição de cargas sobre tratamentos superficiais geralmente mal construídos.

As flexas das caneluras são em geral muito pequenas (média menor do que 5,0mm) e normalmente de crescimento muito lento. Como, de resto, foi verificado para a maioria dos pavimentos brasileiros (QUEIROZ, 15).

Em vista destes pressupostos, pareceu à equipe de pesquisa do Centro de Pesquisa e Desenvolvimento do DER/PR que as classificações e avaliações de superfície baseadas fundamentalmente em trincas e trilhagem seriam de pouca valia para aquilatar o estado de degradação dos pavimentos de baixo-custo paranaenses.

A primeira tentativa de classificação de defeitos realizada pelo CPD em 1978 (MAGALHÃES,3) resultou também inadequada uma vez que dava demasiada ênfase às trincas e trilhagem.

A classificação do DNER (tabela I-3) apresentada em 1979 é bastante completa. Entretanto ela está mais voltada a análise pavimentos convencionais (revestimento de concreto asfáltico), dando pouco espaço à avaliação dos tratamentos superficiais. Além disso deixa de lado, na avaliação do desempenho, o importante item da irregularidade longitudinal.

A aparente tentativa de avaliar a irregularidade longitudinal através da variância dos afundamentos de trilha de roda não parece corresponder à realidade da maior parte dos pavimentos de baixo custo do Paraná.

Este problema não pode ser imputado à "Avaliação de Condição" do Instituto do Asfalto nem ao "Índice de Severidade" de Saskatchewan. Porém há entre as duas avaliações uma certa diferença. Enquanto o Instituto do Asfalto está preocupado com ruas e estradas de baixo volume de tráfego, o Departamento de Transportes e Rodovias de Saskatchewan está relacionado com toda a rede pavimentada daquela província. A diferença se faz sentir na consideração da importância da irregularidade longitudinal no desempenho da rodovia.

Assim, enquanto peso da irregularidade para o Instituto do Asfalto não ultrapassa 10% da perda de "Condição", para Saskatchewan a rugosidade pode corresponder a 20% do aumento do "Índice de Severidade (fig.I.12 e I.13).

Baseado em sete anos de observação de campo o C.P.D. definiu os principais defeitos que ocorrem nos pavimentos de baixo-custo do Estado.

3.2.1) DESGASTE

São classificados como desgaste dois defeitos de origens distintas: as "falhas de bico" e o desgaste causado pelo uso.

A) As "falhas de bico" são defeitos construtivos dos gradadamente muito comuns em tratamentos superficiais.

São causados principalmente pelo erro da altura da barra espargidora durante a execução do tratamento superficial. Aparecem como listras longas rebaixadas no pavimento, produzindo zonas de fraqueza do revestimento, por onde entra mais facilmente a água. Em grande parte dos casos, as "falhas de bico" são as responsáveis pela diminuição da vida útil do revestimento. A sua evolução produz as panelas e rupturas plásticas das bases.

Um aspecto interessante das falhas de bico é que elas podem não aparecer imediatamente após a construção. Quanto mais grave é o defeito mais rapidamente elas aparecem. No Trecho Loanda - BR-376 as falhas de bico começaram a aparecer somente após 4 anos de construído o pavimento.

Na classificação do CPD são os defeitos mais graves dos tratamentos superficiais, embora não indiquem sobre problemas na estrutura do pavimento. São divididos em dois tipos:

- generalizado - ocorrência em área maior do que 1 m^2
- localizado - ocorrência em área igual ou menor do que 1 m^2

B) O desgaste do agregado causado pelo uso é um defeito de evolução mais lenta e pode ter duas causas 1) envelhecimento do ligante e arrancamento do agregado ou 2) alteração do agregado e sua desagregação. É um defeito mais difícil de acompanhar a evolução pois é lento. É menos grave que a falha de bico.

Quando este defeito é causado pela má qualidade do agregado a evolução pode ser lenta se o embebedimento da pedra pelo betume for boa e se a espessura de película é grande. Essas duas condições são melhores obtidas se o ligante for de alta viscosidade, do tipo CAP. Novamente o trecho Loanda - BR-376 serve de exemplo. O ligante utilizado foi o CAP-85-100 e o agregado foi um basalto de má qualidade, mesmo assim o comportamento do tratamento superficial (0,6cm de espessura) tem sido bom em um período de 6 anos. Em trechos próximos em que o ligante foi emulsão de rutura rápida e o agregado o mesmo do caso anterior, os resultados não tem sido tão bons.

Para contrastar com esses trechos, foi construído um segmento experimental de 200m de extensão (acesso a Porto Rico) com emulsão de rutura rápida e agregado constituído de seixos de rio britados. Nesse caso os resultados foram melhores quando comparados com outros trechos de tratamento com emulsão e basalto alterado.

3.2.2) PANELAS

Nos pavimentos de baixo custo as panelas originam-se da evolução das "falhas de bico", mais raramente de ruturas plásticas e de perda de revestimento trincado por fadiga. Nesse sentido, a panela é mais o ponto final da evolução de vários defeitos do que um evento particular com causas próprias e singulares.

No início do defeito, o tratamento superficial é arrancado pela ação abrasiva do tráfego, expondo a base. A ação continuada do tráfego começa a desgastar a base, formando buracos de paredes quase verticais nos solos arenosos finos. As bases de britas graduadas iniciam perdendo os finos e deixando o agregado graúdo solto. Este último por sua vez é retirado de forma violenta de dentro da panela pelas rodas dos veículos. A evolução do diâmetro das panelas é mais rápida no caso das britas graduadas do que no solo arenoso fino.

No caso de revestimento de concreto asfáltico as panelas são causadas pelo arrancamento da capa degradada por fadiga e avanço posterior dependendo do tipo de base.

As panelas são os defeitos mais graves dos pavimentos de baixo custo analisados pelo CPD e são praticamente os únicos corrigidos pelos serviços de manutenção.

3.2.3) REMENDOS

Em todos o Estado do Paraná os remendos são realizados com pré-misturado a frio, fabricado em pequenas usinas portáteis. A mistura é jogada dentro da panela limpa, regularizada e a seguir compactada com mini rolos lisos vibratórios.

Também é feita uma capa selante, com emulsão RR-1C e pedrisco ou areia, sobre a área remendada.

Normalmente, no caso de remendos profundos também é construído um dreno cego que liga a base do remendo à saia do aterro mais próximo ou a um dreno profundo.

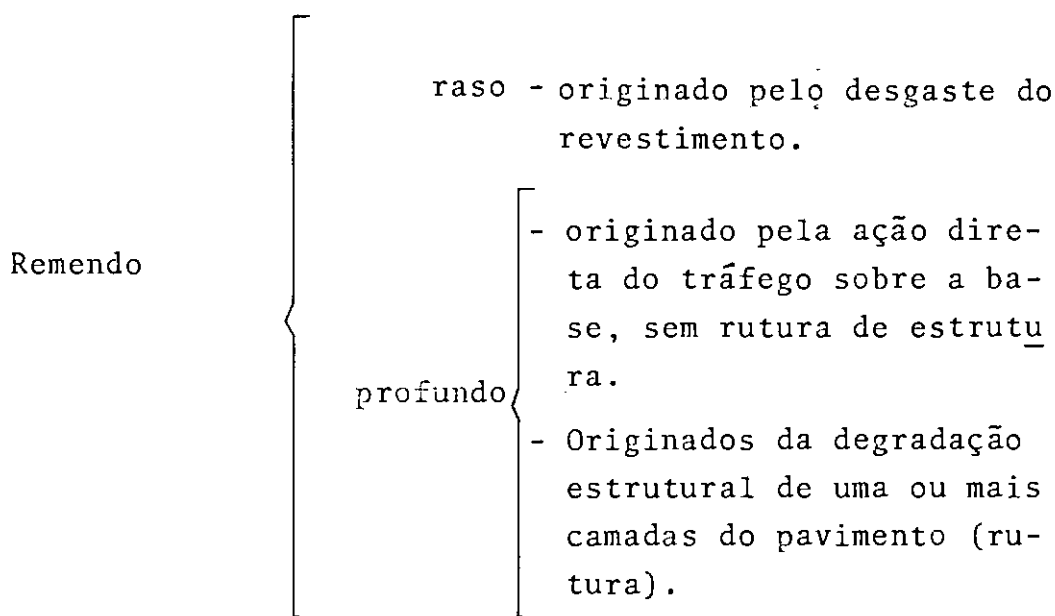
Os remendos podem ser divididos em dois tipos 1) rasos quando são realizados para corrigir o desgaste do revestimento e 2) profundos quando atingem toda a espessura da base.

A quantidade de remendos é indicativa do estado geral do pavimento como um todo. Isto não significa que indique o estado de funcionamento da estrutura.

Como já foi visto, os remendos corrigem panelas que, na grande maioria das vezes, estão originados em defeitos construtivos e não são inerentes à degradação do material de base devido a ação das cargas e do tempo.

Quando os remendos corrigem defeitos da fadiga da capa de outra camada, indicam problemas de estrutura e, nesse caso, deverão ser ponderadas mais fortemente na avaliação do estado estrutural do pavimento.

Sumarizando, pode-se obter a seguinte chave:



3.2.4) ONDULAÇÕES OU CORRUGAÇÕES

São defeitos de perfil longitudinal que podem ser observados diretamente no pavimento sem ser necessário instrumentação. Ocorrem em revestimento de concreto

asfáltico como ondas quasi-periódicas de comprimento entre dez e trinta centímetros e amplitude que pode chegar a cinco centímetros. São relacionadas normalmente à falta de estabilidade de mistura betuminosa em rampas fortes ascendentes, na maior parte das vezes.

Da forma como foi descrita não ocorre em nenhum segmento de observação do CPD.

As ocorrências de corrugações somente são observadas em um trecho de cerca de 150m no segmento de IV Centenário-Goioerê. São devidas à instabilidade da camada cortical de solo arenoso fino. Diferentemente das ondulações do concreto asfáltico não ocorrem em ondas periódicas, mas como pequenas elevações e depressões ao lado e nas trilhas de roda. Em função da pequena extensão em que ocorrem a sua causa pode ser imputada a um defeito localizado de construção, provavelmente o "acabamento em aterro" da base.

Isto é, durante a construção encontram-se pequenas diferenças entre as cotas de projeto e as cotas de campo e é determinado que se complete a base com um aterro de espessura irrisória (2 a 5cm).

E evolução desse defeito deve-se ao aumento das cargas dinâmicas causadas pelos veículos pesados. Após algum tempo depois do aparecimento do defeito, começaram a aparecer pequenas panelas. O tratamento superficial juntamente com o solo arenoso fino superficial é expulso para a borda externa, ficando a base recoberta por uma fina camada de betume puro (sem agregado) que ainda protege a base por um período de tempo relativamente longo. Por fim, a película de betume não é mais suficiente para resistir ao tráfego e começam a aparecer as panelas. A partir daí a evolução é mais rápida.

3.2.5) EXSUDAÇÃO

Também é a exsudação um defeito construtivo, embora de gravidade muito menor que os outros. A causa desse defeito é simplesmente a aplicação de um excesso de ligante betuminoso no momento da construção dos tratamentos superficiais. Nos tratamentos em que a primeira camada de agregado é grosseira e a base é mole, a exsudação pode ser causada pelo punção da base. Isto é, a pedra penetra na base,

deixando o betume na superfície.

Embora em rodovias de altas velocidades e altos volumes de tráfego tal defeito possa trazer grande perigo ao usuário, em pavimentos de baixo-custo com velocidades mais baixas e menor tráfego, a exsudação pode até ser um benefício.

Nos pavimentos analisados pelo CPD em que ocorre exsudação, normalmente não ocorrem mais nenhum tipo de defeito, exceto ondulações ocasionais.

Verificou-se também que os pavimentos exsudados apresentam baixa rugosidade. Outra característica importante da exsudação é que este defeito regride com o tempo, como não poderia deixar de ser.

Ainda sobre este 'defeito' pode ser importante citar um trecho de WILLIAN H. MILLS, (ABPV, 25).

"Actually, a surface treatment is more waterproof and more durable when there a "tendency to bleed (asphalt almost to the top of the aggregate)". Many projects were found where the existing surface treatment is rather dry and has a tendency to ravel. This may be the result of using too little asphalt because of the emphasis in recent years on no bleeding. It is suggested that a slight increase (5%) in the total quantity of asphalt may be in order, especially with emulsions".

3.2.6) TRINCAS

As trincas nos tratamentos superficiais sobre o solo arenoso fino normalmente não alcançam 1,0mm de abertura. Em poucos locais apresentam importância suficiente para serem medidas.

Também sobre bases de brita graduada as trincas dos tratamentos superficiais são sem importância, embora nesse caso sejam causadas por fadiga, em locais onde houve pobreza de ligante ou excesso de agregado.

As trincas nos revestimentos betumino sos usinados que se apresentam nos pavimentos de baixo-custo do Estado do Paraná são devidos principalmente à fadiga e estão confinados a pavimentos mal construídos ou mal projetados e são indicativos de graves defeitos estruturais.

A origem e evolução de trincas em pavimentos revestidos com concreto asfáltico são assuntos por demais conhecidos para serem rediscutidos aqui.

Quando trincas de fadiga ocorrem em concreto asfáltico em pontos isolados tem peso baixo na avaliação estrutural, pois seriam originados por defeitos localizados de construção.

Quando porém, ocorrem de forma generalizada sobre o pavimento, em grandes extensões, indicam uma estrutura que, eventualmente, pode estar em colapso.

Diz-se eventualmente, em vez de certamente, porque alguns pavimentos apresentam-se totalmente trincados por fadiga da capa sem que a estrutura global do pavimento esteja afetada.

No caso em que os trincamentos aparecem associados com outros defeitos, como deformações plásticas exageradas, com aumento da rugosidade longitudinal geralmente há comprometimento de estrutura.

No primeiro caso, as trincas de fadiga significam que a capa envelheceu e trincou pelo efeito do alto número de repetições de cargas e a ponderação do defeito será uma.

No segundo caso as trincas significarão outra coisa e ponderarão mais fortemente.

3.2.7) AFUNDAMENTOS

Os afundamentos podem ser divididos quanto à localização e quanto à origem.

Quanto ao primeiro critério são do tipo localizado ou ocorrem de forma contínua ao longo das trilhas de rodas, e nesse último caso recebem o nome de trilhagem ou caneluras. Como foi visto no início do item I.3, as caneluras, tão importantes em outros países, não tem importância nos pavimentos com tratamentos superficiais sobre subleitos tropicais.

De acordo com a origem os afundamentos podem ser devidos à consolidação, pela ação repetida do tráfego de uma ou mais camadas do pavimento ou devido a rupturas plásticas localizadas ou generalizadas.

No caso de consolidação pós-construção o defeito é normalmente localizado e não apresenta importância estrutural. O mesmo se dá com as ruturas plásticas localizadas que são devidas à má execução pontual ou a normal variabilidade dos materiais.

As ruturas generalizadas, entretanto indicam um claro erro de projeto ou de construção e geralmente exigem muito dinheiro para a sua restauração. Infelizmente tais casos não são demasiadamente raros no Estado do Paraná, notadamente fora da zona de ocorrência de solos tropicais vermelhos.

Como se viu até aqui, um mesmo defeito pode ter vários pesos diferentes, dependendo da situação particular analisada. Devido à diversidade de estruturas, materiais e sub-leito além das variações das concepções de projetos torna-se muito difícil, senão impossível dar uma nota ou um índice de avaliação estrutural baseado numa única classificação e ponderação de defeito de superfície.

Somente o estudo detalhado da condição de superfície, juntamente com o conhecimento da estrutura e do seu comportamento mecânico (tensão-deformação) poderá dar ao avaliador uma idéia mais precisa do estado do pavimento.

No atual estado de conhecimento o autor não se sente capaz de propor um índice ou fatores de ponderação para defeitos de superfície que responda de uma forma geral a todos os tipos de pavimentos do Estado.

Dessa forma cada um dos pavimentos analisados no estudo de desempenho será avaliado com critérios singulares. Somente a partir do somatório de toda a experiência acumulada poderá surgir um método de avaliação mais amplo e de caráter geral.

A tabela I-11 mostra, de forma resumida, os defeitos mais importantes dos segmentos de observação do CPD.

TABELA I-11 - DEFEITOS MAIS IMPORTANTES DOS PAVIMENTOS DE BAIXO-CUSTO

DEFEITO	TIPO	SUB-TIPO	UNID	CAUSA E IMPORTÂNCIA
Desgaste	Falhas de Bico	Generalizado. (> 1m ²) Localizado (< 1m ²)	m ²	Erro na construção. São a causa primeira das panelas e outros defeitos. Defeito exclusivo dos tratamentos superficiais.
	de uso	Generalizado (> 1m ²) Localizado (< 1m ²)	m ²	Envelhecimento do betume ou degradação do agregado. Defeito de severidade maior com agregados de má qualidade em tratamentos com emulsões.
Panelas e Remendos	rasas		m ²	Degradação do revestimento por envelhecimento ou fadiga.
	profundos	desgaste da base	m ²	Perda do revestimento e manutenção deficiente. Não tem importância estrutural.
		ruptura das camadas inferiores.	m ²	Representa geralmente grandes custos de restauração se o defeito for generalizado. Geralmente erro de projeto.
Ondulações e Corrugações			m	Geralmente localizado. Erro de projeto da mistura nos revestimentos espessos. Acabamento em aterro nos solos arenosos finos.
Exsudação		Excesso de betume Aguilhamento da base	m	Defeito sem importância caso não seja causador de risco para o usuário. Pode ser benéfico ao pavimento revestido com tratamento superficial.
Trincas	Reflexão fadiga		m ²	Tem importância quando são associados com subleito de solos saprolíticos susceptíveis a ação da água.
Afundamentos	Trilhagem	consolidação	mm	Defeito raro até agora não mostrou importância.
		ruptura	mm	Pode ser importante se for generalizado. Pavimentos mal projetados ou mal construídos.
	Localizados.	consolidação	m ²	Defeito raro .
		ruptura	m ²	Variabilidade de natureza dos materiais ou má fiscalização.

3.3) A AVALIAÇÃO MECANICISTA

Todos os pavimentos sofrem deformação sob carga. Esta característica é normalmente descrita pelos elementos geométricos da bacia de deformação. Na maior parte das vezes a deflexão máxima, medida no centro da área carregada, é o elemento utilizado. A descrição pode ir mais longe, definindo-se um raio de curvatura no ponto de máxima deflexão ou então as relações entre deflexões de pontos distanciados uns dos outros. Como foi visto, a deformada pode ser determinada por sofisticados meios eletrônicos ou por um simples meio mecânico. Desde o início de Programa de Acompanhamento de Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo, o CPD-DER/PR vem utilizando a viga Benkelman de relação de braços de 2:1 ou 4:1 para as deflexões de deflexão recuperável.

A forma mais simples de utilização de dados deflectométricos para o acompanhamento da vida dos pavimentos foi apresentada por KENNEDY e LISTER (35).

Diz LISTER na referência citada: " A passagem de uma roda carregada causa no pavimento uma deflexão transiente cuja magnitude depende das características de tensão-deformação dos materiais de construção e do solo do subleito. A vida do pavimento é dependente, em um senso geral, da magnitude das deformações específicas e deformações geradas pelo tráfego. Como consequência é possível relacionar empiricamente a deflexão na superfície de qualquer forma particular de pavimento sob uma roda de carga "padrão", com o provável futuro desempenho sob tráfego rodoviário. O desenvolvimento de tais relações empíricas deve vincular observações de longo prazo feita durante a vida de várias formas de pavimentos".

A mensuração periódica da deflexão é realizada em associação com a observação do estado do pavimento nas imediações do ponto de medição. Associando-se agora, medições periódicas de deflexão, estado da superfície e número de repetições de eixos de carga, pode-se traçar a história do pavimento.

Se as deflexões são "plotadas" juntamente com o número de repetições de carga, conhecendo-se o estado da superfície, pode-se determinar um ponto crítico onde a

deflexão se associa com a falência do pavimento.

Observando-se vários pontos de um mesmo pavimento com deflexões iniciais diferentes, pode-se traçar uma curva no gráfico deflexão x tráfego) que se constituirá em uma "curva de critério de deflexão (figura I-16 - idêntica à figura 1 da referência 35).

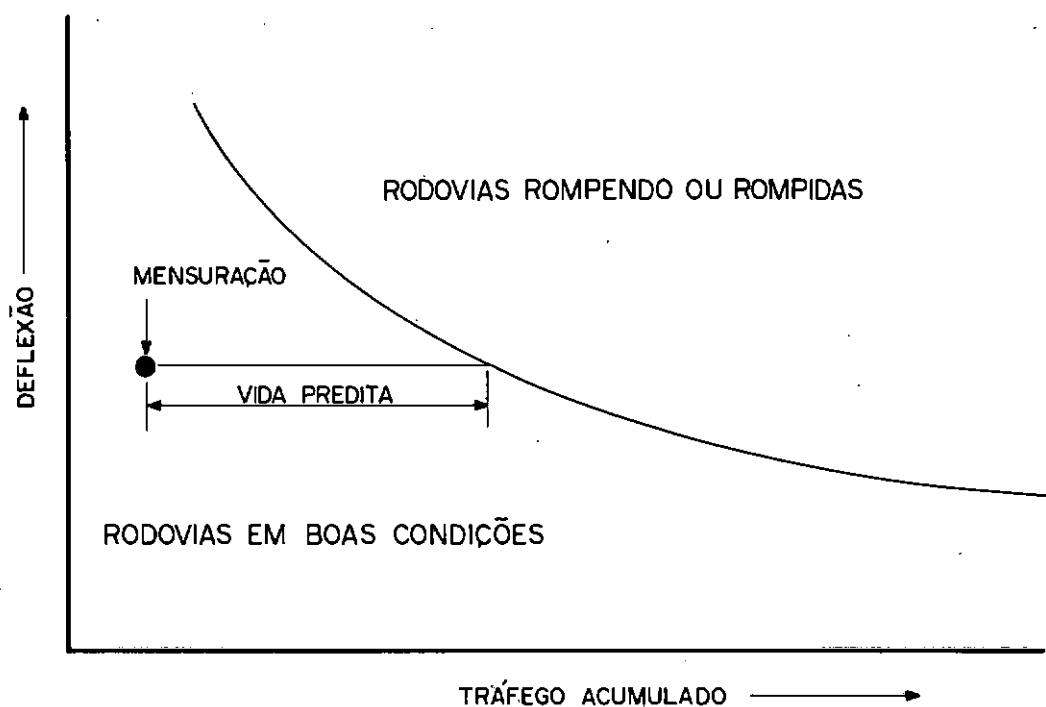


FIG.I-16 - CURVA DE CRITÉRIO DE DEFLEXÃO

Uma outra forma de enfocar o problema consiste em determinar a história de deflexão de todo um segmento de observação (de 1 ou 2km por exemplo) e relacioná-la com o estado geral da superfície do pavimento.

Este método foi o escolhido pelo CPD para representar a história de deflexões ao longo de 7 anos de observação de desempenho.

Observa-se nos pavimentos de baixo-custo escolhidos que muito poucas seções atingiram um estágio crítico de desempenho e portanto não é ainda possível traçar curvas críticas de deflexão. Para que tal ocorra serão necessárias ainda mais observações ao longo de alguns anos.

4.0) CONCLUSÕES

- 1º- Diante da atual situação de poucos recursos financeiros e de fornecimento declinante de energia na qual está estagnado o país, parece que considerações de ordem econômica, mais do que o conforto dos usuários, devem nortear os engenheiros que projetam, constroem e mantem rodovias convencionais ou de baixo-custo.
- 2º- A análise econômica dos trechos rodoviários a serem construídos ou mantidos deverá se basear nos instrumentos mais modernos que se dispõe atualmente: equações de custo da pesquisa do TRRL no Quênia ou, preferivelmente nas equações de pesquisa ICR do GEIPOT.
- 3º- É indispensável aos órgãos que gerenciam grandes quilômetros de pavimento, a aquisição de instrumentos de medição de rugosidade longitudinal. Como está demonstrado, a rugosidade longitudinal joga um papel importante no custo usuário.
- 4º- Cada tipo determinado de pavimento possui seu próprio esquema de degradação. Tal esquema depende do tipo de subleito, dos materiais de construção utilizados e das técnicas construtivas empregadas. O que pode ser considerado como defeito em um pavimento (exsudação em concreto asfáltico) pode ser benéfico em outro (exsudação leve em tratamentos superficiais).
- 5º- A construção de um sistema geral de avaliação, para todos os pavimentos, baseados em aspectos de superfície é tarefa extremamente complexa e talvez impossível. As classificações gerais de defeitos são muito úteis do ponto de vista didático, porém os índices delas derivados (Saskatchewan, Instituto do Asfalto, DNER) devem ser encarados em extrema cautela.

- 6º- A avaliação do estado de um pavimento particular e do critério de ruptura deverá estar baseado em um critério econômico que inclua os custos dos usuários, custo de manutenção e custos de restauração. Esta avaliação deverá estar incluída em um sistema geral de administração de pavimentos.
- 7º- O uso das deflexões recuperáveis e/ou geometria da deformação poderá produzir um critério de avaliação seguro para pavimentos de baixo-custo, além de um critério de ruptura, desde que se associe à cada pavimento (geologia, materiais) em particular.

B I B L I O G R A F I A

- 1- VAZIRANI, V.N. & CHANDOLA - Highway and Soil Engineering - Khanna Publishers Delhi - India, 1978
- 2- VILLIBOR, D.F.- Pavimentos Econômicos - Novas Considerações Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos , 1981
- 3- MAGALHÃES, H.V. e COL.- Um Programa de Acompanhamento de Pavimentos de Baixo-Custo - XIV RAP - João Pessoa, 1978
- 4- UTIYAMA, H., NOGAMI, S.J., CORRÊA; C.F. e VILLIBOR, F.D. - Pavimentação Econômica: Solo Arenoso Fino - Revista do DER de São Paulo - nº 125, 1977
- 5- HASS, F.- Surface Evaluation of Pavements: State of the Art in Pavement Rehabilitation: Proceeding of a Workshop - Rep. nº FHWA - RD - 74 - 60 - Washington, 1974
- 6- MC CULLOUGH, B.F. - Distress Mechanisms - Distress Mechanisms - General in Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems HRB - SP 126, 1971
- 7- BALMER, G.G.- Road Roughness Technology, State of the Art Rep. nº FHWA - RD - 73-54 - Washington, 1973
- 8- CAREY JR. W.N. et al - The AASHO Road Test - Proceedings of a Conference - HRB - SP 73-126-36, 1962
- 9- BARBOSA, R.C.- O Rugosímetro na Avaliação dos Pavimentos . Trabalho apresentado no Simp. Int. de Av. de Pav. e Projeto de Rep. - Rio de Janeiro, 1979
- 10- CRONEY, D. - The Design and Performance of Road Pavements TRRL - HMSO - London, 1977

- 11- MCCOMB, R.A. & LABRA, I.I. - Structural Evaluation and Overlay Design for Highway Pavements in Pavement Rehabilitation Proceedings of a Workshop - Rep n°FNHA-RD-74-60 Washington, 1974
- 12- WILKINS, E.B.- Chairman - Pavement Evaluation Studies in Canada - Int. Conf. Struct. Design Asp. Pav.Proceedings Ann Arbor - Michigan, 1962
- 13- KENNEDY, C.K. & LISTER, N.W.- Prediction of Pavement Performance and the Design of Overlays, TRRL -LR - 833- Crowthorne - Berkshire, 1978
- 14- LEGER & AUTRET - Intervenção preparada na 3th Int. Conf. Struct. Design Asp. Pav. Vol II - 388,90, 1972
- 15- QUEIROZ, C.A.V.; BORRALHO, F.M.; VISSER, A.T. e MOSER, B.K. Pesquisa de Custos Rodoviários - Estudos de Pavimentos- SIAPPR - Rio de Janeiro, 1979.
- 16- KOOLE, R.C.- Overlay Design with the Falling Deflectometer Koninklijke/Shell - Laboratorium, Amsterdam, 1979
- 17- AASHO ROAD TEST - Pavement Research - Rep.5 HRB SR 61 - E- Washington, DC, 1972
- 18- CAREY JR, W.N. & IRICK P.E.- The Pavement Serviceability - Performance Concept - HRB Bulletin n° 250, 1960
- 19- THENN DE BARROS, S., Deflection Factor Charts for two-and three Layer Elastic Systems - HRB n° 145 pp 83 - 108 - 1966
- 20- ABANAYAKA, S.W.; HIDE, H.; MOROSINK, G. & ROBINSON, R. Tables for estimating vehicle operating costs on rural roads in developing countries. TRRL - LR 723, 1976
- 21- KENNEDY, C.K.-Pavement deflection: operating procedures for use in the United Kingdom - TRRL - LR - 835, 1978

- 22- HEIMAN, G.H.- Pavement Monitoring and Decision Criteria (Saskatchewan) in Pavement Management Workshop - Rep. n° FHWA - TS-79-206 - Washington, 1978
- 23- THE ASPHALT INSTITUTE-A Pavement Rating System for Low Volume Asphalt Roads - Inf. Series n° 169 (IS-167) , 1977
- 24- DNER - MÉTODOS E INSTRUÇÕES DE ENSAIO - DNER - ME - 24-78 D; DNER - PRO 11-79; DNER - PRO 07-78; DNER-PRO 08-78; PRO 10-79, 1979
- 25- ABPV - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço - ABPV, Rio de Janeiro, 1979
- 26- TAGLE, A. TOSTICARELLI, J. e PETRONI, e- Bulletin de Liaison LPC, n° 121, sept - oct, 1982, 41-59 - Paris , 1982
- 27- FHWA - Pavement Management Workshop - Report n° FHWA - TS-79-206 Washington, 1978
- 28- BULLETIN DOS LABORATOIRES ROUTIERS - Reenforcement des Chaussées - Spécial H, 1967
- 29- HODGES, J.W., ROLT, J & JONES E.T.- The Kenya Road Transport Cost Study: Reserch on Road Deterioration - TRRL LR 673 - D.E. - Crowthorne, 1975
- 30- ROLT, I - Optimun axle loads of commercial vehicles in developing countries TRRL LR 1002 - D.E. Crowthorne , 1981
- 31- COPPETEC-Relatório: Determinação da rugosidade longitudinal de alguns pavimentos no Estado do Paraná - Rio de Janeiro, 1981
- 32- WINNITOY, W.E.- Rating Flexible Pavement Surface Condition Saskatchewan Dep. of Higways - TR 7 - March, Regina - Canada, 1968

- 33- FHA - Highway Pavement Distress Identification Manual for Highway Condition and Quality of Highway Construction - Survey-FHWA - RD 79-66 Washington D.C., 1979
- 34- LISTER, N.W.; Deflection Criteria for Flexible Pavements - TRRL - Laboratory Report 375 TRL - Crowthorne, Berkshire 1972
- 35- QUEIROZ, C.A.V. e CARVALHO, I.T.- Padrão de Conforto nas Rodovias - Índice de Serventia - Construção Pesada , 104-12, 1978
- 36- LUCAS I. et VIANO A.- Mesure Systematique de l'Uni sur le Reseau Routier - Bull. Liaison Lab. P. et Chaus. - nº 101 mai - juin, 101-9, 1979
- 37- QUEIROZ, C.A.V.- A Procedure for Obtaining a Stable Roughness Scale from Rod and Level Profiles - Working Document nº 22 of PICR - GEIPOT - MT, -1981
- 38- MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES - GEIPOT - Pesquisa sobre o Interrelacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias - Volume - 5 - Estudo sobre os Custos dos Usuários - Brasília, 1981
- 39- Idem - Volume 7 - Estudo sobre a Deterioração de Pavimentos, 1981

CAPÍTULO II) CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRÁFEGO NOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

0) INTRODUÇÃO

A avaliação de tráfego dos segmentos de observação foi realizada através da contagem dos veículos em diferentes períodos de tempo e por pesagens intensivas dos eixos de carga.

As contagens de veículos e projeções de tráfego foram executadas pela Seção de Tráfego do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná e constam de volumes anualmente publicados (DER, 1978, 79, 80, 81 e 82). A análise dos procedimentos e metodologias empregadas para a determinação dos volumes fogem ao escopo desse trabalho.

As pesagens de eixos de carga e a determinação do número de repetições de carga, no entanto, foram realizadas pelo Centro de Pesquisa e Desenvolvimento do DER/ PR (HEYN e ARANOVICH, 1) e a sua análise é o objeto desse capítulo.

1.0) PESAGEM DE EIXOS

O procedimento do trabalho de campo e a metodologia de análise dos resultados na execução das pesagens basearam-se nas pesquisas e estudos do "Transport and Road Research Laboratory" de Londres (ELLIS,2; POTOCKI,3; HOME,4 ; HOWE,5; ELLIS,6; JONES,7; TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY, 8) e em trabalhos Federal Highway Administration (WINFREY , 9).

Procurou-se no trabalho de campo caracterizar, do ponto de vista de peso por eixo, cada um dos veículos de carga que normalmente trafegam nas rodovias paranaenses. Verificou-se logo no início dos trabalhos que existiam diferenças marcantes nos pesos dos eixos, para veículos semelhantes, dependendo da rodovia e do tipo de carga transportada.

A limitação de tempo e de recursos disponíveis para a pesquisa determinou que se escolhessem poucos sítios de pesagem de eixos de carga em algumas rodovias julgadas típicas do tráfego paranaense.

1.1- ESTAÇÕES DE PESQUISA-CRITÉRIOS ADOTADOS NA ESCOLHA

As estações de pesagem escolhidas foram as seguintes:

- a) PR/340 - entre Jaguapitã e Guaraci - é uma rodovia de tráfego médio e alto onde desemboca o fluxo oriundo das zonas produtoras agrícolas do Mato Grosso do Sul em demanda ao porto de Parana-guá. Além disso é a rota dos caminhões de transporte de areia dos areais do rio Paranapanema . Tem também algumas características de ligação de vizinhança.
- b) PR/180 - Goioerê - IV Centenário - o segmento rodoviário Goioerê - IV Centenário serve à produ-ção algodoeira alimentadora e ao tráfego de vizinhança. Pode ser caracterizada como rodovia de tráfego médio a baixo.
- c) PR/180 - Francisco Beltrão - Dois Vizinhos- além de servir à produção de madeiras, embora já de-clinante, da região, é preferencialmente uma ligação de vizinhança.
- d) BR/277 - Curitiba - Paranaguá - é o estreitamen-to do funil do corredor de exportação do Estado do Paraná. Como se trata de uma estrada de via dupla, com o tráfego de granéis no sentido de Pa-rananaguá e volta vazia, a pesagem foi realizada somente no sentido carregado. Não houve repres-são ao excesso de carga.
- e) BR/116 - Curitiba - Divisa Paraná - São Paulo - representa o tráfego entre grandes centros produ-tores industriais e consumidores. Carga eminente-mente manufaturada. Houve repressão ao excesso de carga.

A Figura II-I indica, no mapa do Estado do Paraná, a localiza-ção de cada uma das estações de pesagens de eixo utilizadas.

1.2) EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Nas rodovias federais (BR/277 e 116) foram utilizadas balanças de eixo fixas de marca TOLEDO com capacidade de 36t de sistema integralmente mecânico. Este tipo de balança permite que se pesem os eixos triplos das carretas de uma só vez. As duas balanças utilizadas tinham sido recentemente calibradas pelo Instituto Nacional de Pesos e Medidas (INPM).



FIGURA II-1 - LOCALIZAÇÃO DAS ESTAÇÕES DE PESAGEM

Nas rodovias estaduais (PR/380 e 180) utilizaram-se de balanças portáteis do tipo (marca) Load Meter com capacidade máxima de 10 toneladas.

Este tipo de balança possui uma plataforma pequena que permite a pesagem de apenas um dos pneus de roda dupla dos eixos de carga.

Uma vez que há uma modificação de geometria de sustentação da carga no momento que todo o semi-eixo, seja ele simples, duplo ou triplo, se apoia em apenas um pneu, há uma diferença sensível no peso calculado do eixo e o peso medido na balança fixa de plataforma maior.

Para superar esse problema foi realizado um estudo de correlação entre as pesagens dos dois tipos de balança. Para tanto, foi construído na saída de balança fixa da BR/277 uma plataforma de pesagem semelhante àquelas utilizadas nas rodovias estaduais. Pesaram-se mais de 300 veículos, de todas as marcas e tipos, primeiro na balança fixa e depois na portátil, obtendo-se assim uma relação empírica entre as medições. As equações das retas abaixo apresentadas foram obtidas pelo método dos mínimos quadrados:

EIXOS DE DIREÇÃO. $y = x$

EIXOS DE TRAÇÃO DO SEMI-REBOQUE DE RODAS DUPLAS. $y = 0,983x + 1968$

EIXOS SIMPLES DE RODAS DUPLAS . $y = 1.076 x + 120$

EIXOS DUPLOS DE RODAS DUPLAS. . $y = 1,2 x + 454$

EIXOS TRIPLOS DE RODAS DUPLAS . $y = 1,03 x + 4788$

onde:

y é o peso final do eixo em quilograma e x é o peso indicado na balança portátil.

1.3) PERÍODO DE PESAGENS E EQUIPES

As pesagens da BR/277 foram integrais (veículo vazios e carregados) no sentido Curitiba - Paranaguá, por um período de 7 dias, 24 horas por dia, um total de 168 horas. Não houve repressão ao excesso de carga durante o período de pesagem.

Na BR/116 as pesagens foram realizadas pelos patrulheiros rodoviários como serviço de rotina da repressão ao excesso de carga. Os veículos eram fiscalizados por amostragem, procurando-se pesar apenas os veículos carrega

dos. Coletaram-se os dados referentes a 5 dias ou 120 horas.

Nos trechos Guaraci - Jaguapitã da PR/340 e Francisco Beltrão - Dois Vizinhos da PR/180 (agosto e setembro de 1979), foram pesados somente veículos comerciais carregados, em ambos os sentidos de tráfego, por um período de 6 dias cada trecho, das 06:00 horas às 22:00 horas, num total de 96 horas.

Na segunda campanha de pesagem do trecho Guaraci - Jaguapitã (março de 1980) e em Goioerê - IV Centenário (abril de 1980) a amostragem foi integral (veículos vazios e carregados), em ambos os sentidos de tráfego. Nesses dois trechos os serviços duraram 5 dias, das 06:00 horas até às 22:00 horas, num total de 80 horas.

Não houve repressão de carga em nenhuma das rodovias estaduais.

Com o objetivo de avaliar o efeito das atividades de pesagem sobre o peso de eixos dos caminhões, comparou-se o fator de equivalência de eixo de carga (simplificado) dos diversos dias da semana na BR/277. Todos os motoristas foram avisados que a pesagem não tinha efeito repressivo, mas de pesquisa. O aviso surtiu o efeito desejado de não interferir com os hábitos de tráfego, como pode ser verificado na figura II-2

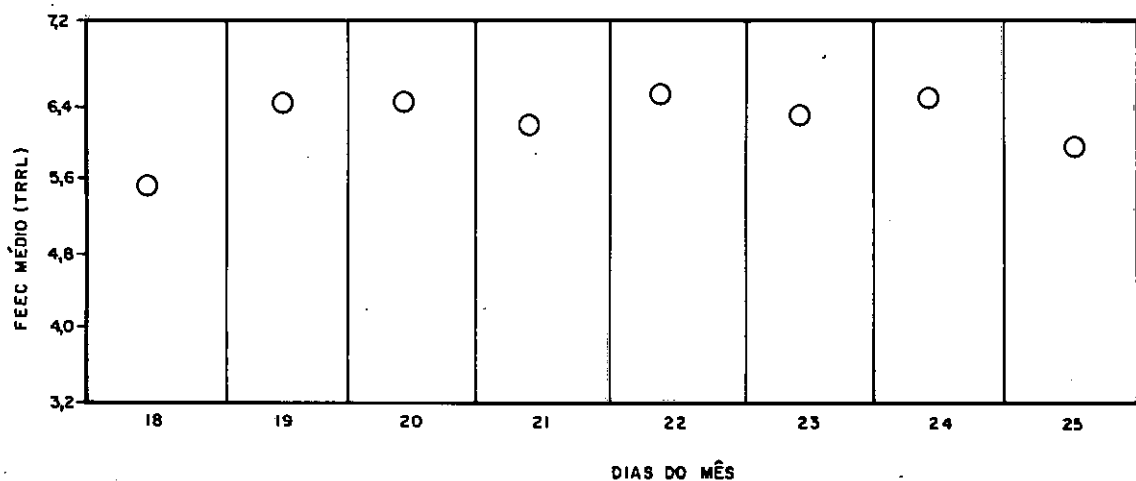


FIGURA II-2 - VARIAÇÃO DO FATOR DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA DE EIXO NA BR-277.

As equipes de pesagem foram formadas por 1 técnico de nível superior e dois auxiliares técnicos. Contou-se, quase sempre, com o apoio da polícia rodoviária nos trabalhos de campo.

1.4) SÍTIOS DE PESAGEM

Os sítios de pesagem para as balan-
ças portáteis nos trechos Guaraci - Jaguapitã, Dois Vizinhos -
Francisco Beltrão e Goioerê - IV Centenário foram construídos
de forma a evitar a permanência de veículos sobre a pista de
rolamento ou acostamentos.

As plataformas de pesagem (figura
II-3) localizaram-se em tangentes de mais de 500m, com visibi-
lidade razoável para ambos os lados. Procurou-se sempre cortes
alargados e nivelados, com o objetivo de minimizar os traba-
lhos de terraplenagem. Em todos os locais construíram-se equi-
pamentos simples de drenagem para evitar o alagamento da área
da pesagem e das barracas do pessoal de campo.

Nos locais de instalação das balan-
ças foram fundidas plataformas de concreto (figura II-4) com
sua superfície nivelada com o revestimento primário do desvio.
Estas plataformas foram construídas suficientemente longas pa-
ra portarem os maiores caminhões.

Utilizou-se ainda ampla sinalização
vertical e horizontal diurna e noturna e auxílio do pessoal da
polícia rodoviária estadual para conseguir-se o fluxo de tráfe
go desejado.

Conduziu-se a pesagem não permitindo
que os motoristas fossem multados por quaisquer motivos (mesmo
outros que não fossem o excesso de peso), procurando-se assim
evitar a redução de carga ou desvio de rota nos dias seguintes.

Na campanha efetuada pesaram-se so-
mente os veículos comerciais. Considerou-se como veículo comer-
cial todo aquele que pesasse 2,5t ou mais quando descarregado.
Estão assim fora do universo todos os carros de passeio e os
utilitários do tipo pick-up e kombi.

Para facilitar a análise dos resultaldos e investigar a influência de determinadas variáveis, os
veículos comerciais foram classificados em grupos, cujos ele -

mentos definidores foram os seguintes:

- Configuração de eixos - trata-se da forma como os eixos foram distribuídos sob o chassis (fig.II-5).
- Marca de fábrica (tabela II-1)
- Modelo (tabela II-1)
- Tipo de carga - elemento apenas utilizado em estradas estaduais (tabela II-2)
- Data

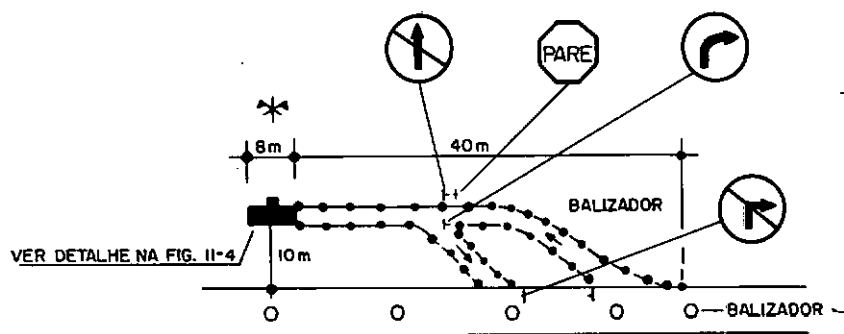


FIGURA II-3 - SÍTIO DE PESAGEM

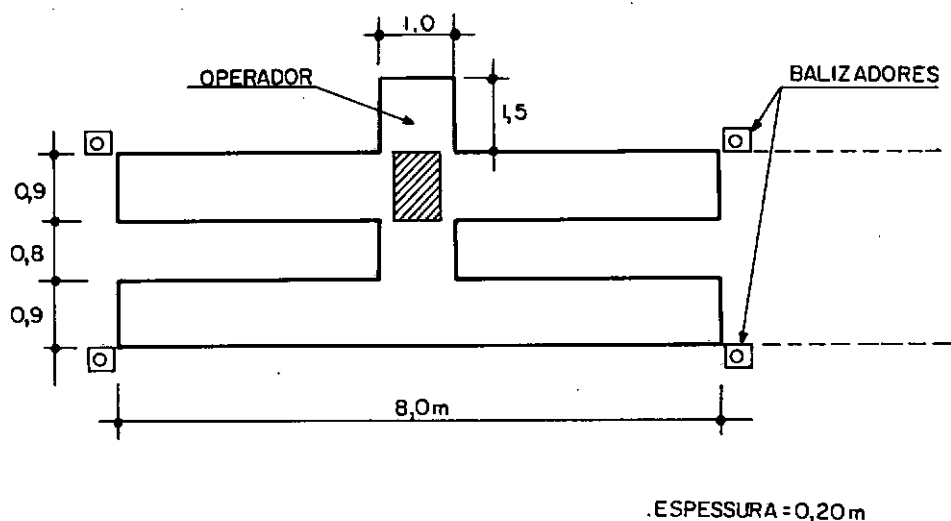


FIGURA II-4 - PLATAFORMA DE PESAGEM

CLASSIFICAÇÃO DE VEÍCULOS COMERCIAIS

Fig. II - 5

CONFIGURAÇÃO DE EIXOS		CÓDIGOS
UNIDADE SIMPLES		
		100
		200
		300
SEMI - REBOQUES		
		110
		120
		130
		220
		230
REBOQUES		
		111
		211
		212
		112
ÔNIBUS		ON 100
LEVES		LE 100

TABELA II-1

CLASSIFICAÇÃO DE VEÍCULOS COMERCIAIS DE
ACORDO COM MARCAS E MODELOS

MARCA	CÓDIGOS	MODELOS
DODGE	DO	400; 700; 950
FORD	FO	350; 4000; 600; 7000; 700; 8000; 8500
CHEVROLET	CH	60; 70; D60; D70
SCANIA	SC	75; 76; 101; 110; 111; 140; 141
FIAT FNM ALFA ROMEO	FI	11000; 70; 80; 130; 140; 180; 190; 210
MERCEDES BENZ	ME	608; 321; 331; 1111; 1113; 1313; 1316; 1513; 1516; 1519; 1924; 2013; 2216; 2219

TABELA II-2 - CÓDIGOS DE TIPOS DE CARGA

0.0	Cargas mistas e outros	Mudanças, entregas comerciais, correio, etc
	PRODUTOS AGRÍCOLAS	
1.1	Grãos	Arroz, soja, trigo, milho, feijão etc
1.2	Produtos agrícolas especi <u>ais</u>	Café, chá, cacau, etc
1.3	Frutas	-
1.4	Verduras	-
1.5	Cana de açúcar	-
1.6	Algodão	-
1.7	Outros	Sementes, casulos, mudas de café ou de árvores, etc
	PRODUTOS ANIMAIS	
2.1	Gado vacum	-
2.2	Gado suíno	-
2.3	Galináceos	-
2.4	Carne	-
2.5	Outros	Outros animais em pé
	MADEIRA	
3.1	Toras	-
3.2	Madeira bruta	-
3.3	Madeira beneficiada	-
3.4	Papel	-
3.5	Lenha	-
3.6	Outros	Inclui madeira para reutiliza <u>ção</u>
	MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	
4.1	Areia	-
4.2	Pedra	-
4.3	Cascalho	-
4.4	Outros	Tijolos, cal, arame, etc
	LÍQUIDOS	
5.1	Derivados do Petróleo	Gasolina, gás, óleo, diesel, etc
5.2	Leite	-
5.3	Água	-
5.4	Outros	Óleos vegetais brutos, outros gases não derivados de petró <u>leo</u>

CONTINUAÇÃO TABELA II-2 - CÓDIGOS DE TIPOS DE CARGA

ALIMENTOS PREPARADOS

6.1	Uso animal	Ração, torta, etc
6.2	Uso humano	Fiambres, queijo, ovos, doces, etc
6.3	Bebidas	Bebidas alcoólicas e refrigerantes

MERCADORIAS MANUFATURADAS

7.1	Consumo imediato	Móveis, medicamentos, cigarros, aparelhos eletro-domésticos, etc
7.2	Uso industrial	Material elétrico, motores, pneus, etc
7.3	Implementos agrícolas	Tratores, colhedoras, arados etc
8.0	Adubos e Inseticidas	-
9.0	Veículos de passageiros	Ônibus, veículos abertos de transporte de passageiros (bóias-frias)
9.1	Recipientes vazios	Engradados, garrafas, sacos, etc
9.2	Vazios	Veículos comerciais de todos os tipos sem carga.

2.0- FATORES DE EQUIVALÊNCIA DOS EIXOS DE CARGA

Antes de iniciar a apresentação dos resultados obtidos na pesagem dos eixos de carga, cabe aqui levantar alguns problemas teóricos relacionados com a obtenção dos Fatores de Equivalência dos Eixos de Carga (FEEC).

2.1) HISTÓRICO DA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DESTRUTIVOS DOS EIXOS DE CARGA

Quando da primeira vez se tentou racionalizar o problema de dimensionamento dos pavimentos rodoviários, buscaram-se os dados nas rodovias pavimentadas existentes na época. O primeiro resultado ainda não levava em consideração o tráfego.

Os estudos do California Division of Highways de 1928-9 são descritas por PORTER (10) e também por CARIN (11). Na figura II-6, a curva B representou a primeira tentativa, baseada em abundantes dados de desempenho de campo, de representar um determinado tipo de tráfego. A introdução da curva A para tráfego mais pesado, na mesma figura, já representa um enfoque mais apurado de determinação de diferentes tráfegos e data de 1942.

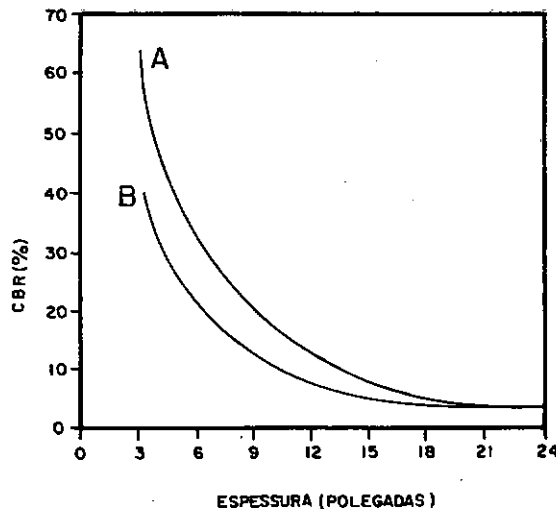


FIGURA II-6- GRÁFICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS CDH

A evolução do conceito do efeito do tráfego sobre os pavimentos de rodovias e aeroportos baseou-se na utilização da teoria matemática da elasticidade de Boussinesq (CARIM, 11) e nos conceitos oriundos dos estudos originais da Califórnia. Para pavimentos rodoviários TURNBULL em 1962 (12), desenvolveu um conceito de equivalência de eixos de carga baseado nos resultados do WES.

2.2) OS FEEC ADOTADOS NO BRASIL - MÉTODO DNER.

Os FEEC utilizados no Brasil desde 1966 são oriundos do trabalho de TURNBULL de 1962.

Baseou-se este autor em duas premissas básicas já anteriormente desenvolvidas pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA: a equação que relaciona espessura dos pavimentos com carga, CBR e pressão dos pneus e com a curva espessuras relativas versus coberturas, desenvolvida para aeroportos.

A equação da espessura ou equação do CBR estatui:

$$t = \sqrt{P \left[\frac{1}{8,1 \text{ CBR}} - \frac{1}{p \pi} \right]} \dots \dots \dots \text{(II-1)}$$

onde:

t= espessura do pavimento em polegadas

P= carga da roda simples (ou carga da roda simples equivalente) em libras.

p= pressão média de contato do pneu em psi

As espessuras relativas(α), eram consideradas depender somente do número de cobertura (C) e eram expressas como

$$\alpha = 0,23 \log C + 0,15. \dots \dots \dots \text{(II-2)}$$

Estes fatores podem ser representa-

dos por uma linha reta em um gráfico semi-logarítimo (fig.II-7)

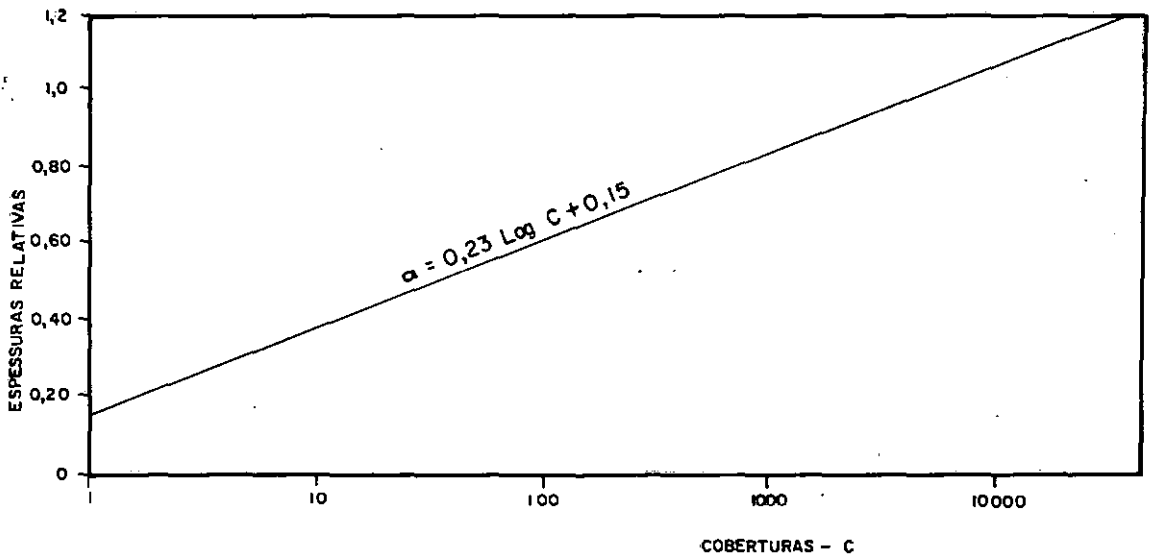


FIGURA II-7- ESPESSURAS RELATIVAS
VERSUS COBERTURAS

Com esses elementos em mãos, TURNBULL desenvolveu o seguinte procedimento:

- a) Escolheu uma carga padrão na qual todas as outras deveriam se referenciar. A carga padrão escolhida foi o eixo simples de rodas duplas de 18000 libras
- b) Referenciou, em termos de percentagem de espessura todas as outras cargas com a carga padrão. Verificou que a percentagem de espessura obtida era praticamente independente do CBR escolhido.

Assim para uma carga de 24000 libras obtem-se para CBR= 2,5 e 10 as seguintes espessuras:

$$\begin{aligned} t(24000;2) &= 37,23\text{in} \\ t(24000;5) &= 22,29\text{in} \\ t(24000;10) &= 14,17\text{in} \end{aligned}$$

Para a carga de 18000 libras e os mesmos valores de CBR obtem-se:

$$t(18000;2) = 32,34 \text{ in}$$

$$t(18000;5) = 19,31 \text{ in}$$

$$t(18000;10) = 12,27 \text{ in}$$

Comparando-se os resultados obtidos obtem-se que uma carga de 24000 libras produz uma espessura 1,15 vezes maior que a espessura produzida para a carga de 18000 libras, independentemente do CBR.

c) Padronizando o valor de $\alpha = 100\%$ para 5000 repetições da carga de 18000 libras, procura-se no gráfico da figura II-7 o número de repetições que produziria o valor de α para o eixo de carga considerado. No exemplo do eixo de 24000 libras encontra-se que o número de coberturas correspondente a $\alpha = 115\%$ é igual a 15000 repetições.

d) Definindo fator de equivalência de carga de eixo como o número de repetições da carga padrão que produz o efeito sobre o pavimento idêntico a um determinado número de repetições da carga considerada tem-se que:

$$FEEC = \frac{C_j}{C_{18}} \quad \text{..... (II-3)}$$

onde:

C_j - número de coberturas da carga j

C_{18} - número de coberturas da carga de 18000 libras, igual a 5000

substituindo C_j e C_{18} na equação (II-3) pelos valores da equação (II-2) obtem-se:

$$FEEC = \frac{10^{\left(\frac{\alpha - 15}{0,23}\right)}}{5000} \quad \text{... (II-4)}$$

Com a equação (II-4) é possível calcular os FEEC de qualquer carga de eixo simples ou carga de roda simples equivalente. Basta para isso aplicar à roda ou eixo considerado a equação do CBR (II-1) e dividir o resultado pela espessura produzida para o eixo simples de 18000 libras.

Para os eixos duplos TURNBULL e colaboradores aplicaram os princípios de roda simples equivalente que substitui qualquer roda, ou conjunto de rodas consideradas.

Baseados nos mesmos princípios esboçados acima, o DNER desenvolveu em 1979 os FEEC para os eixos triplos, muito utilizados no Brasil.

Em 1971 AHLVIN e HAMMITT segundo PEREIRA (13) apresentaram novas curvas que relacionam o fator não só com o número de cobertura de aeronaves mas também com o número de rodas usadas para computar a carga da roda simples e equivalente. O novo gráfico está apresentado na figura II-8, onde também se mostra a curva antiga.

Provavelmente se encontrariam valores diferentes nos FEEC utilizados ainda hoje pelo DNER caso se recalculassem valores baseando-se nas curvas de AHLVIN e HAMMIT de 1971.

2.3) FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA ORIUNDOS DO AASHO ROAD TEST

Um dos principais objetivos do AASHO ROAD TEST foi o primeiro (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 14):

"Determinar as relações significativas entre o número de repetições de específicos eixos de carga de vários magnitudes e arranjos no desempenho de diferentes espessuras de revestimentos uniformemente projetados e construídos de concreto asfáltico, de concreto de cimento portland simples e de concreto de cimento portland armado sobre diferentes espessuras de bases e subbases quando sobre a fundação de um solo de características conhecidas"

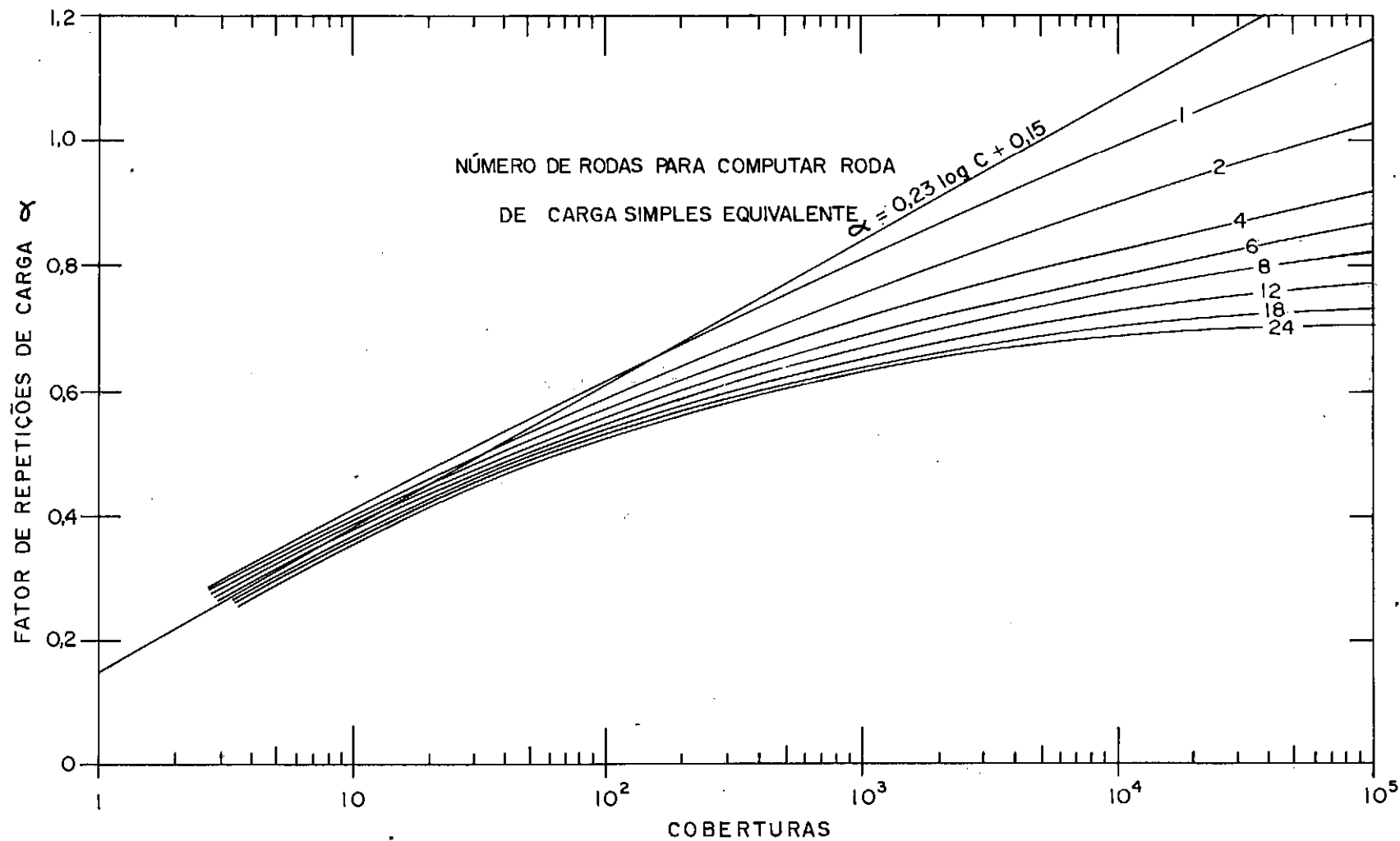


FIGURA II-8 - Fatores de repetições (atualizado)

Esse objetivo foi aparentemente alcançado quando da publicação do artigo de LANGSNER (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 15) nos anais da Conferência de ST. LOUIS em 1962 e confirmado no "AASHTO INTERIM GUIDE" de 1972.

O "AASHTO Interim Guide" (16) apresenta o método de cálculo para os fatores de equivalência dos eixos de carga (FEEC) com o nome de Fatores de Equivalência de Tráfego. Estes fatores são definidos na publicação citada da seguinte forma:

- um fator numérico que expressa a relação de um determinado eixo de carga e um outro eixo em termos de seu efeito sobre a serventia de uma estrutura de pavimento.

Em LANGSNER todos os eixos de carga são equacionados em termos do número de repetições equivalentes de um eixo simples de 18.000 libras ou 80 kN.

A definição matemática do fator de equivalência de tráfego ou FEEC como é designado aqui é:

$$FEEC = \frac{Wt_{18}}{Wt_x} \dots \dots \dots (II-5)$$

onde:

Wt_x - número de aplicações de um eixo de x kips no tempo t

Wt_{18} - número de aplicações do eixo simples de 18Kips no mesmo tempo t

Resolvendo a equação (II-5) de acordo com os termos de LANGSNER, obtém-se:

$$FEEC_j = \left[\frac{(L_1 + L_2)^{4,79}}{1334227} \right] \times \left[\frac{10^{G/B_{18}}}{10^{G/B_j} \times L_2^{4,33}} \right] \dots \dots \dots (II-6)$$

onde:

$$G = \text{Log} \left[\frac{4,2 - 2,0}{4,2 - 1,5} \right] = -0,0889 \quad (\text{para o índice de Serventia atual } Pt=2)$$

$$B_j = 0,40 + \frac{0,081 (L_1 + L_2)^{3,23}}{(\overline{SN} + 1)^{5,19} L^{3,23}}$$

L_1 = Peso do eixo em kips (kilopounds)

L_2 = Variável "dummy" que vale 1 para eixos simples e 2 para eixos duplos.

\overline{SN} = Número estrutural do pavimento

Para $\overline{SN} = 3$, $Pt = 2$ e eixo de carga padrão de 18 kips tem-se:

$$FEEC_j = \frac{(L_1 + L_2)}{1334227} \times \frac{0,84558 - 0,0889}{10 \left(0,4 + \frac{0,081 (L_1 + L_2)^{3,23}}{1333 L_2^{3,23}} \right) \times L_2^{4,33}}$$

QUEIROZ e al. (17) apresentaram simplificações para as equações da AASHTO, respectivamente para eixos simples e duplos:

$$FEEC(\text{simples}) = \left(\frac{W}{18000} \right)^{4,32} \dots \dots \dots (II-8)$$

$$FEEC(\text{duplos}) = \left(\frac{W}{33200} \right)^{4,14} \dots \dots \dots (II-9)$$

TREIBIG (18) estudou os efeitos sobre os pavimentos flexíveis dos eixos triplos não existentes no teste da AASHO. Através de uma comparação entre as tensões produzidas por eixos duplos e simples em pavimentos semelhantes no AASHO ROAD TEST, utilizando-se do programa Elsy-M-5, o autor citado encontrou os fatores de equivalência do eixo tri-

plo:

$$FEEC(\text{triplo}) = \left(\frac{W}{50600} \right)^{4,22} \dots\dots\dots (II-10)$$

Onde W é o peso do eixo considerado em quilogramas, para as equações II-8, II-9 e II-10.

2.3.1) CRÍTICAS AOS FEEC DO AASHTO

A maior parte dos organismos rodovitários assim como os pesquisadores do tema utilizam as equações da AASHTO ou algo próximo a elas para expressarem o tráfego misto. Certamente da potência quatro para expressar as relações de FEEC não é fortuita. Os FEEC da AASHTO merecem o maior respeito por parte dos pesquisadores, por um lado, por ser a maior pesquisa rodoviária "full scale" levada a cabo no planeta e por outro por ser a única que teve o objetivo precípuo de encontrar as citadas equivalência.

No entanto encontram-se algumas críticas bastante bem construídas na bibliografia consultada.

ADDIS e WHITMARSH (19) através de um programa computacional simples aplicaram as equações originais da AASHTO para tráfego mixto originado do espectro de quatro rodovias britânicas, com quatro diferentes tipos de pavimentos.

A equação utilizada é o modelo original do teste da AASHO:

$$\frac{\Delta p}{R} = \left(\frac{N}{P} \right)^B \dots\dots\dots (II-11)$$

sendo $\Delta p = 4,2$ - $p = 2,7$ e $R = 4,2 - 1,5$

Substituindo esses valores em (II-11)

obtem-se :

$$p = 4,2 - 2,7 \left(\frac{N}{\rho} \right)^{\beta}$$

onde:

$$\rho = \frac{10^{5,93} (D+1)^{9,36}}{(L+1)^{4,79}} \dots\dots\dots (II-12)$$

$$\beta = 0,40 + \frac{0,081 (L+1)^{3,23}}{(D+1)^{5,19}} \dots\dots\dots (II-13)$$

D= número estrutural do pavimento , todos os termos tendo já sido definidos.

Admitidas essas equações, o passo seguinte é a determinação da frequência relativa de cada carga por roda em uma determinada rodovia. São escolhidos quatro tipos de pavimentos e quatro espectros de tráfego que são combinados entre si, exceto as improváveis, por exemplo: pavimento fraco x tráfego muito pesado.

Uma vez escolhidas as variáveis, o programa de computador executa as seguintes etapas:

- 1) Para cada pavimento x espectro de tráfego é gerado um número randômico. Esse número dá início ao processo: um número determinado de cargas de um peso especificado é aplicado ao pavimento.
- 2) O programa determina o valor de β e ρ relacionado com a carga (L_1) e com o pavimento (D) de acordo com as equações (II-12) e (II-13).
- 3) É calculado o decréscimo de PSI de acordo com a equação (II-11) para a carga aplicada.
- 4) É gerado novo número randômico e portanto nova carga por roda, novos valores de N, β , ρ e decréscimo de PSI.

- 5) O decréscimo de PSI é somado ao anterior e o processo continua até que o PSI caia a um valor igual a 2,4 (0,1 abaixo do valor considerado crítico).
- 6) A medida que os danos se acumulam o computador armazena o N de cada categoria de roda.
- 7) Os resultados indicam a tendência da serventia a intervalos de 0,1 PSI e o dano produzido por cada categoria de roda, expresso como decréscimo de PSI.
- 8) Se a dano do pavimento é expresso como p_j , atribuído a N_j rodas de carga W_j , sendo parte de um grande decremento de PSI associado com todas as cargas por roda aplicadas no espectro, então o poder de destruição das N_j rodas de magnitude W_j é P_j/N_j . O poder relativo de destruição da carga W_j no espectro considerado é obtido comparando-se P_j/N_j com o mesmo parâmetro da roda padrão do espectro (40kN).

A tabela II-3 apresenta os resultados obtidos na pesquisa. O valor tabelado, n , é o expoente da equação:

$$FEEC_x = \left(\frac{x}{80} \right)^n$$

O coeficiente "n" pode variar de 2,4 para pavimento de $\overline{SN} = 3,54$, tráfego pesado e roda muito leve até 6,6 para pavimento fraco e roda pesada (80 kN).

Conclusões semelhantes chegaram MC CULLOUGH e col. (20), enfocando o problema de um ponto de vista completamente diferente. Estes autores examinaram estruturas idênticas de pavimentos do AASHO Road Test que suportaram cargas diferentes.

MC CULLOUGH cita oito seções testes diferentes que foram construídas com pavimento constituído de 7,5cm de concreto asfáltico, 7,5cm de base e 10,0cm de subbase. Cada uma dessas seções suportou um tipo de eixo de carga: 9kN, 53kN, 80kN e 100 kN em eixos simples e 27kN, 107kN, 142kN e 178kN em eixos duplos.

TABELA II-3 RESULTADOS DO ESTUDO COMPUTACIONAL

Número estrutural	Espectro de cargas de roda	Carga por roda (kN)				
		20	40	50	65	80
5,97	Muito pesado pesado	3,9	3,9	3,2	3,0	4,1
		3,9	3,9	3,2	3,0	4,1
5,18	Muito pesado pesado médio	3,8	3,8	3,3	3,5	3,9
		3,8	3,8	3,3	3,5	3,9
		3,8	3,8	3,3	3,5	3,9
3,54	pesado médio leve	2,4	2,6	3,8	4,2	4,5
		2,8	3,1	4,6	4,7	4,9
		3,3	4,0	4,6	5,6	-
2,38	pesado médio leve	3,0	5,4	6,0	5,8	6,6
		3,3	5,7	6,0	5,8	6,6
		4,2	6,0	6,0	5,9	-

Sabendo-se que:

$$FEECx = \frac{Wt_{80}}{Wtx} \quad (\text{já definidos}) ,$$

os fatores reais de equivalência de eixo de carga podem ser calculados para aqueles eixos.

Analisando outras seções, da mesma forma, foi possível calcular os FEEC para 28 casos de eixos simples e 49 casos de eixos duplos.

Dos gráficos apresentados por MC CULLOUGH foi possível calcular variações de fatores de equivalência de alguns eixos duplos e simples como indicado a seguir.

EIXOS SIMPLES

52 kN	$1,45 < n < 9,20$
101 kN	$1,10 < n < 9,40$
135 kN	$2,13 < n < 3,72$

EIXOS DUPLOS

107 kN	$0,00 < n < 11,10$
137 kN	$0,00 < n < 18,90$
177 kN	$1,10 < n < 15,00$
212 kN	$1,63 < n < 3,53$

onde n é o expoente das equações:

$$\text{FEEC (simples)} = \left(\frac{P}{80 \text{ kN}} \right)^n$$

$$\text{FEEC (duplos)} = \left(\frac{P}{150 \text{ kN}} \right)^n$$

Embora o trabalho citado tenha um escopo bem mais amplo do que o cálculo dos FEEC, uma das conclusões de MC CULLOUGH é que os FEEC da AASHTO tem limitações definidas e não foram utilizados em seu trabalho (conclusão 6, pág. 20 do artigo citado).

O questionamento dos FEEC da AASHTO para países de clima tropical e subtropical é externado também em um artigo da "Overseas Unit" do TRRL (OVERSEAS UNIT, 21):

- a) A carga por eixo máximo utilizada no AASHO Road Test foi de 13,6t para eixos simples e 21,8t para eixos duplos. Nos países em desenvolvimento, eixos simples de acima de 20t não são raros, por isso é necessário extrapolar resultados bem além dos resultados do teste da AASHO para derivar FEEC para estas cargas.
- b) Há diferenças consideráveis entre as várias interpretações que tem sido feitas dos resultados do AASHO Road Test. Embora a análise de LIDDLE seja a mais usada, a análise feita por SHOOK e FINN é também utilizada em considerável extensão e as duas interpretações produzem resultados muito diferentes para os poderes de destruição de eixos muito pesados.

- c) O congelamento foi um fator crítico na deterioração dos pavimentos do AASHO Road Test mas é um fator sem importância na maioria dos países em desenvolvimento. Na interpretação foi realizada uma tentativa de separar os efeitos do congelamento na deterioração dos pavimentos daqueles oriundos dos efeitos do tráfego, mas isto não foi um completo sucesso.
- d) Os pavimentos do teste rodoviário foram construídos sobre um subleito fraco, enquanto a maior parte dos pavimentos dos países subdesenvolvidos são construídos sobre subleitos fortes.

No mesmo artigo de onde foram feitas as observações acima, encontram-se referências a experimentos realizados com uma máquina de simulação de tráfego "in situ" na África do Sul. Os sul-africanos chegaram a conclusão que, em pavimentos com base cimentadas, a potência "n" poderia ter valores de 6,0 a 6,7 e não 4,0 a 4,5 como era comumente utilizado.

As críticas até aqui feitas aos FEEC oriundos de análise LIDDLE, do AASHO Road Test são, sem dúvidas, de peso.

Em primeiro lugar por apresentarem argumentos realmente poderosos em segundo lugar por provirem de organizações de pesquisa e de pesquisadores de reconhecida capacidade.

2.4) A ANÁLISE MECANICISTA E OS FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE EIXOS DE CARGA.

A grande maioria dos pesquisadores crê que a destruição dos pavimentos flexíveis está relacionada com dois parâmetros fundamentais:

- a) as tensões ou deformações específicas de tração na base do revestimento betuminoso ou de alguma camada tratada.
- b) as tensões ou deformações específicas verticais de compressão no topo do subleito.

Todos os mais importantes métodos teóricos de dimensionamento de pavimentos até hoje desenvolvidos baseiam-se nesses dois parâmetros: vejam-se os métodos da Shell, Instituto do Asfalto, WITCZAK, BARBER, BROWN etc.

O sistema da Shell e do Instituto do Asfalto (SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY LTD, 23 e THE ASPHALT INSTITUTE, 24) determinam as tensões e deformações específicas citadas para um eixo simples de carga de 10t ou 8,2t e referenciam os outros eixos, ao eixo padrão considerado, através da potência 4 ou dos fatores de LIDDLE, respectivamente.

WITCZAK e BARBER (25 e 26) desenvolveram os seus sistemas para aeroportos. Cada carga é considerada isoladamente, já que isto é mais simples para os aeroportos do que para rodovias. Com o apoio da lei de MINER é possível somar os efeitos destrutivos das cargas isoladas e determinar o número de repetições para atingir-se a rutura do pavimento.

Com o objetivo de estudar os efeitos dos eixos de carga sobre pavimento paranaense típico projetou-se um pequeno experimento computacional com o auxílio do programa Elsy-M-5 e dos resultados do capítulo III deste trabalho. Procurou-se representar os eixos de carga da forma mais realista possível, medindo-se pressões dos pneus e distâncias das áreas carregadas nos caminhões que trafegam nas estradas paranaenses.

A figura II-9 representa o pavimento escolhido e a tabela II-4 as características dos eixos utilizados no experimento.

5cm	$E_1^I = 15\,000 \text{ Kg/cm}^2$	$\mu_1 = 0,30$	CONCRETO ASFÁLTICO
15cm	$E_2^{II} = 1\,700 \text{ Kg/cm}^2$	$\mu_2 = 0,40$	BASE DE BRITA GRADUADA
15cm	$E_3^{III} = 1\,000 \text{ Kg/cm}^2$	$\mu_3 = 0,40$	SUB-BASE DE BICA CORRIDA
20cm	$E_4^{IV} = 3\,600 \text{ Kg/cm}^2$	$\mu_4 = 0,40$	REGULARIZAÇÃO DO SUBLEITO (100% PN)
∞	$E_5^V = 2\,500 \text{ Kg/cm}^2$	$\mu_5 = 0,45$	SUBLEITO ($\leq 95\%$ PN)
	ARGILA VERMELHA DE ORIGEM BASÁLTICA		

I - PRATICAMENTE TODA A BIBLIOGRAFIA INTERNACIONAL PARA 30°C; II e III - FIGURA 18 OA REFERÊNCIA 22;

IV e V - RESULTADOS DE ENSAIOS - CAP. III DESTA OBRA

FIG. II-9 - PAVIMENTO TÍPICO ESTUDADO

TABELA II-4 - CARACTERÍSTICAS DO SEMI-EIXOS

TIPO DE EIXO	CARGA DO SEMI-EIXO	PRESSÃO DOS PNEUS kgf/cm ²	DISTANCIAMENTO DAS CARGAS	
			LONGIT.	TRANSV.
SIMPLES	1	5,625	-	30,48
	3,5	5,625		
	4,1 (PADRÃO)	5,625		
	5	6,328		
	6,5	7,031		
	9	7,031		
DUPLOS	3,5	6,328	127,00	30,48
	6	6,328		
	7,5	6,328		
	9	7,031		
	10,5	7,031		
	13,5	7,734		
TRIPLOS	9	7,734	138,43	35,56
	11	7,734		
	13	7,734		
	15	7,734		
	17	7,734		
DE DIREÇÃO	0,5	5,625	-	-
	1,5	5,625		
	2,5	5,625		
	3,5	5,625		

Os resultados obtidos são mostrados nas tabelas II-5 a II-8. Nessas tabelas cada tipo de eixo é mostrado isoladamente, dando-se para cada um o valor, a posição e a direção de ocorrência da deformação específica de tração máxima na base da camada de concreto asfáltico e da deformação específica de compressão vertical sobre o subleito (profundidade de 35 cm).

Pelo procedimento e equações de BROWN (27) apresentados abaixo, foi possível transformar deformações específicas em vida de fadiga da estrutura para cada um dos eixos considerados:

- para a deformação específica de tração na base do concreto asfáltico.

$$\text{Log } N_f = 15,8 \text{ Log } \epsilon_t - 40,7 - (5,13 \text{ Log } \epsilon_t - 14,39) \text{ Log } V_B - (8,63 \text{ Log } \epsilon_t - 24,2) \text{ Log } SP_i \quad \dots (II-14)$$

onde:

N_f = número de aplicações de carga para rutura

ϵ_t = deformação específica de tração na base do C.A. em microdeformação (def.esp. $\times 10^6$).

V_B = volume de betume da mistura

SP_i = Ponto de amolecimento do betume (50°C)

- para a deformação específica vertical de compressão no topo do sub-leito.

$$N_d = (3,02 \times 10^{15}) / \epsilon_v^{3,57} \quad \dots (II-15)$$

onde:

N_d = vida do pavimento, em número de repetições para PSI final de 2,5.

ϵ_v = deformação específica vertical de compressão no topo do sub-leito em microdeformação (def.esp. $\times 10^6$).

Uma vez obtida a vida de fadiga de cada eixo obtiveram-se os fatores de equivalência de eixo de carga (FEEC) pelas expressões:

$$FEEC (Nf) = \frac{Nf \cdot 18}{Nf \cdot x} \quad e$$

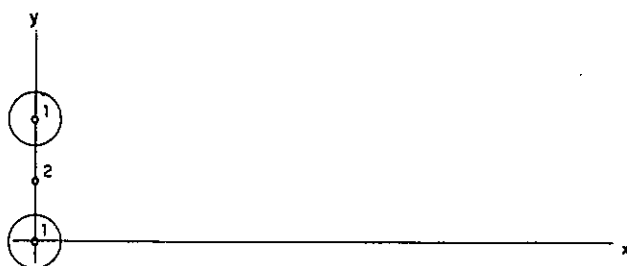
$$FEEC (Nd) = \frac{Nd \cdot 18}{Nd \cdot x}$$

Os resultados obtidos estão expressos na tabela II-9 e figuras II-10 e II-11.

A análise completa dessas duas figuras é muito complexa e exigiria demasiado espaço, mas as suas principais feições estão abaixo assinaladas:

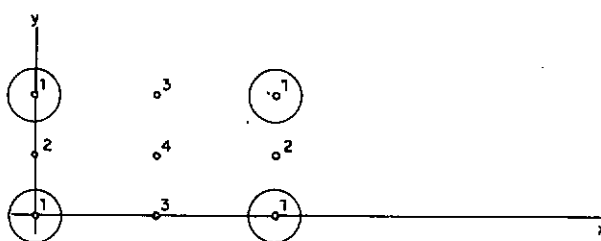
- a) As curvas de FEEC versus carga de eixo da figura II-10 obtidos nesse estudo concordam razoavelmente bem com as suas congêneres obtidas por outros estudos. As concordâncias não são casuais uma vez que a equação que transforma deformações específicas de compressão verticais no topo do subleito em vida do pavimento são oriundas da experiência do AASHO Road Test e foram utilizadas por TREIBIG e VON QUINTUS e nesse estudo. As maiores discrepâncias em valores se encontram nos FEEC do DNER oriundas da experiência do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, mesmo assim o aspecto das curvas é semelhante.
- b) Quando, no entanto, se criam curvas de FEEC x P_e so do eixo, baseando-se em ϵ_t na base do concreto asfáltico (figura II-11) o resultados são inteiramente diversos. Em primeiro lugar as vidas de fadiga são muito menores que no caso anterior. Assim, o pavimento considerado, pelo critério do ϵ_v suportará cerca de 720 vezes mais repetições de eixo simples de 8,2t do que pelo critério do ϵ_t .

TABELA II-5
EIXOS SIMPLES



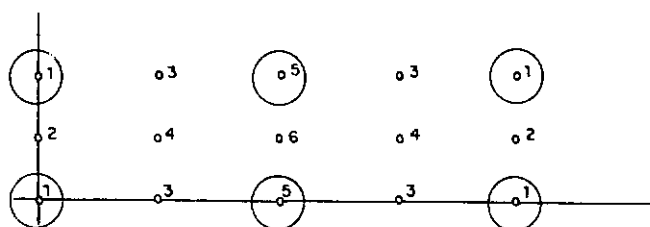
PESO DO EIXO(t)	PESO DE RODA(t)	ϵt	POSIÇÃO E DIREÇÃO	ϵv	POSIÇÃO
2	0,5	$3,581 \times 10^{-4}$	1 - xx	$0,6663 \times 10^{-4}$	2
7	1,75	$5,180 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,262 \times 10^{-4}$	2
8,2	2,05	$5,272 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,616 \times 10^{-4}$	2
10	2,5	$5,973 \times 10^{-4}$	1 - xx	$3,188 \times 10^{-4}$	2
13	3,25	$6,687 \times 10^{-4}$	1 - xx	$4,104 \times 10^{-4}$	2
18	4,5	$8,258 \times 10^{-4}$	2 - xx	$5,499 \times 10^{-4}$	2

TABELA II-6
EIXOS DUPLOS



PESO DO EIXO(t)	PESO DA RODA(t)	ϵt	POSIÇÃO E DIREÇÃO	ϵv	POSIÇÃO
7	0,875	$4,793 \times 10^{-4}$	1 - xx	$1,155 \times 10^{-4}$	2
12	1,5	$5,547 \times 10^{-4}$	1 - xx	$1,953 \times 10^{-4}$	2
15	1,875	$5,769 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,417 \times 10^{-4}$	2
18	2,25	$6,478 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,890 \times 10^{-4}$	2
21	2,625	$6,587 \times 10^{-4}$	1 - xx	$3,346 \times 10^{-4}$	2
27	3,375	$7,322 \times 10^{-4}$	1 - xx	$4,258 \times 10^{-4}$	2

TABELA II-7
EIXOS TRIPLOS



PESO DO EIXO(t)	PESO DA RODA(t)	ϵ_t	POSIÇÃO E DIREÇÃO	ϵ_v	POSIÇÃO
18	1,5	$6,423 \times 10^{-4}$	1 - xx	$1,707 \times 10^{-4}$	2
		$6,385 \times 10^{-4}$	5 - xx	$1,702 \times 10^{-4}$	6
22	1,833	$6,706 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,074 \times 10^{-4}$	2
		$6,660 \times 10^{-4}$	5 - xx	$2,068 \times 10^{-4}$	6
26	2,166	$6,897 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,443 \times 10^{-4}$	2
		$6,844 \times 10^{-4}$	5 - xx	$2,435 \times 10^{-4}$	6
30	2,5	$7,018 \times 10^{-4}$	1 - xx	$2,802 \times 10^{-4}$	2
		$6,962 \times 10^{-4}$	5 - xx	$2,793 \times 10^{-4}$	6
34	2,833	$7,091 \times 10^{-4}$	1 - xx	$3,164 \times 10^{-4}$	2
		$7,035 \times 10^{-4}$	5 - xx	$3,153 \times 10^{-4}$	6

TABELA II-8
EIXOS DE DIREÇÃO

PESO DO EIXO(t)	PESO DA RODA(t)	ϵ_t	ϵ_v
1	0,5	$3,519 \times 10^{-4}$	$0,5105 \times 10^{-4}$
3	1,5	$4,861 \times 10^{-4}$	$1,441 \times 10^{-4}$
5	2,5	$5,005 \times 10^{-4}$	$2,282 \times 10^{-4}$
7	3,5	$4,835 \times 10^{-4}$	$3,043 \times 10^{-4}$

TABELA II-9 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE EIXOS DE CARGA DETERMINAÇÃO TEÓRICA

TIPO DE EIXO	CARGA DO EIXO	VIDA DE FADIGA DO C.Asf. (Nfx)	F.E.E.C. Nf18/Nfx	VIDA DE FADIGA DO SUBLEITO (Ndy)	F.E.E.C. Nd18/Ndy
SIMPLES	8,2	$9,71 \times 10^3$	1	$7,025 \times 10^6$	1
	2	$5,70 \times 10^4$	0,17	$9,32 \times 10^8$	0,0075
	7	$1,05 \times 10^4$	0,92	$1,19 \times 10^7$	0,59
	10	$5,49 \times 10^3$	1,77	$3,49 \times 10^6$	2,01
	13	$3,26 \times 10^3$	2,98	$1,42 \times 10^6$	4,95
	18	$1,24 \times 10^3$	7,83	$4,98 \times 10^5$	14,11
DUPLOS	7	$7,52 \times 10^3$	1,29	$6,54 \times 10^7$	0,11
	12	$3,83 \times 10^3$	2,54	$1,00 \times 10^7$	0,70
	15	$3,21 \times 10^3$	3,02	$4,68 \times 10^6$	1,50
	18	$1,89 \times 10^3$	5,14	$2,47 \times 10^6$	2,84
	21	$1,75 \times 10^3$	5,55	$1,47 \times 10^6$	4,78
	27	$1,08 \times 10^3$	8,99	$6,20 \times 10^5$	11,33
TRIPLOS	18	$1,33 \times 10^3$	7,30	$9,99 \times 10^6$	0,70
	22	$1,08 \times 10^3$	8,99	$5,42 \times 10^6$	1,29
	26	$9,75 \times 10^2$	9,96	$3,02 \times 10^6$	2,33
	30	$8,83 \times 10^2$	11,00	$1,85 \times 10^6$	3,80
	34	$8,82 \times 10^2$	11,00	$1,20 \times 10^6$	5,85
DE DIREÇÃO	1	$6,16 \times 10^4$	0,16	$2,41 \times 10^9$	0,0029
	3	$1,41 \times 10^4$	0,69	$5,94 \times 10^7$	0,12
	5	$1,23 \times 10^4$	0,79	$1,15 \times 10^7$	0,61
	7	$1,43 \times 10^4$	0,68	$4,12 \times 10^6$	1,71

COMPARAÇÃO ENTRE FATORES DE EQUIVALÊNCIA
DE EIXOS DE CARGA
 E_v NO TOPO DO SUBLEITO

Fig II 10

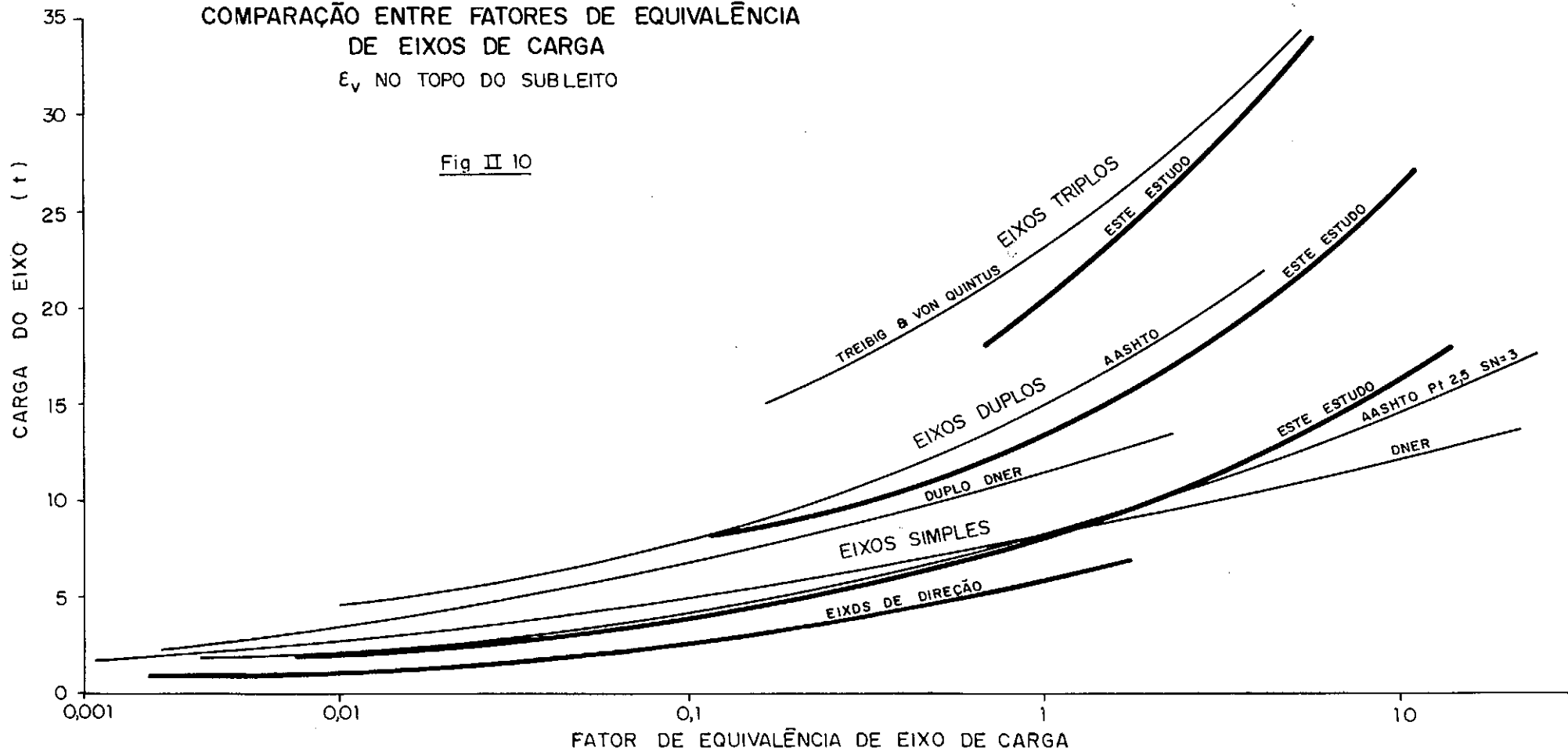
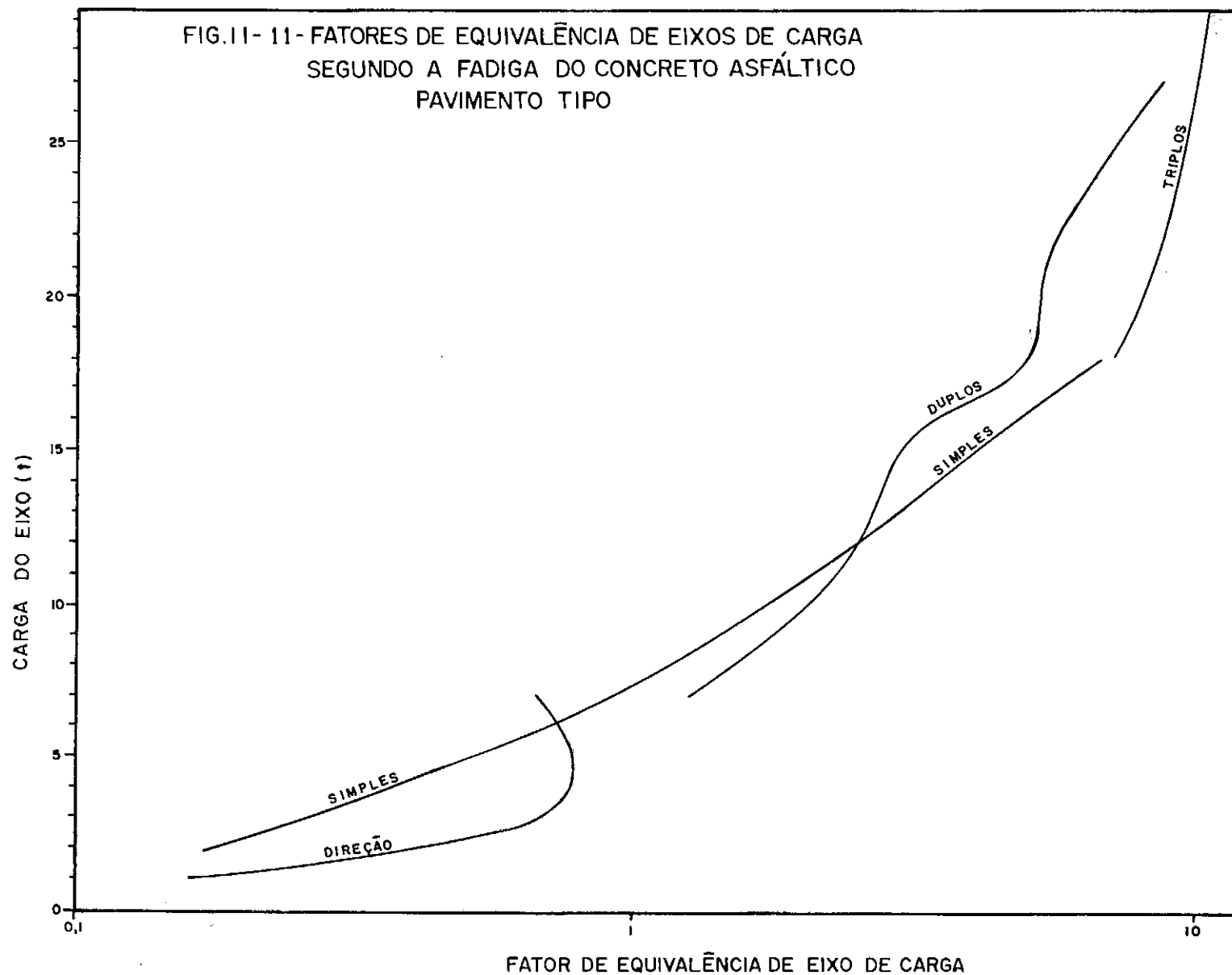


FIG.11- 11- FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE EIXOS DE CARGA
SEGUNDO A FADIGA DO CONCRETO ASFÁLTICO
PAVIMENTO TIPO



- c) Uma terceira conclusão importante é que a vida de fadiga do concreto asfáltico depende tanto da pressão de inflação dos pneus como da carga. Assim, os FEEC dos triplos são quase independentes do peso do eixo, pois para todos eles se considerou uma pressão de inflação de $7,73 \text{ kgf/cm}^2$. Situação bem diversa se encontra para os eixos duplos e simples. Nesses casos as curvas apresentam patamares distintos para cada pressão de inflação considerada (ver tabela II-4).

Para os eixos de direção a curva chega a inverter-se quando o raio de área carregada chega a um ponto crítico para cerca de 4,0t. Dessa forma o eixo de quatro toneladas é mais danoso do que eixos mais pesados.

A primeira conclusão desse item é que para pavimentos com subleitos fortes, como o caso estudado, as deformações do topo do subleito não são críticas para a vida do pavimento, como o eram para os pavimentos do AASHO Road Test.

A camada crítica nesse caso é o concreto asfáltico com 5,0cm de espessura e a vida do pavimento depende da sua resistência à fadiga. Como as deformações em sua base são necessariamente altas para esta concepção de pavimento, a vida do pavimento é também curta. A experiência brasileira com 5,0cm de C.A. sobre subleitos fortes é por demais conhecida para se precisar exemplificar com os inúmeros casos de fadigamento precoce.

Dessa forma parece que os fatores de equivalência de eixos de carga da AASHTO dificilmente se aplicam a pavimentos com camadas pouco espessas de concreto asfáltico sobre subleitos fortes.

Por outro lado, os FEEC do DNER, utilizados no Brasil para pavimentos novos não tem tradição na pesquisa nacional. Foram até hoje utilizados mas não pesquisados a fundo ou, se pesquisa houve, esta não foi publicada.

A conclusão lógica do item 3.4 seria a utilização dos FEEC de fadiga do C.A. para pavimentos re

vestidos com camadas finas de C.A. sobre subleitos fortes. Uma vez, no entanto, que as equações da pesquisa ICR foram produzidas baseadas nos números da AASHTO, adotar-se-ão estes valores nesse trabalho.

2.5) FEEC PARA PAVIMENTOS REVESTIDOS COM TRATAMENTOS SUPERFICIAIS.

O circuito 2 do AASHO Road Test possuía um pequeno fatorial de 12 seções testes (6 replicadas) para pavimentos revestidos com tratamento superficial duplo. As camadas das seções tinham as seguintes espessuras.

BASE	SUB BASE
cm	cm
0	0
	10
7,5	0
	10
15	0
	10

O tratamento superficial foi realizado em duas camadas de agregados com diâmetros máximos de 5/8" e 3/8" e o ligante usado foi o CM-3000 (MC-5).

O valor médio do PSI inicial das seções foi de 2,2 (contra 4,2 do experimento principal). As cargas dos eixos sobre as seções foram muito pequenas: 0,91t e 2,72t.

Admitiu-se para final de vida das seções um valor de PSI igual a 1,0.

A análise desse experimento pela equipe da AASHO (Report 5) é precária, constando de uns poucos parágrafos descritivos.

Uma análise superficial com os dados apresentados no anexo A do Report 5 demonstra que os FEEC para os eixos de 2 e 6 kips estão longe dos valores publicados pela AASHO em 1962 e 1972.

A análise da AASHO parece no entanto que possui uma forte inclinação a considerar a perda da

serventia de um pavimento como diminuição do conforto do usuário ou, o que dá no mesmo, no aumento da "slope variance", dando menor ênfase aos outros defeitos de superfície. Já foi visto, no capítulo anterior, como a análise da serventia é realizada.

Sabe que a "SV" depende das variações do perfil longitudinal e estas dependem de distorções (densificação ou mais provavelmente plastificação) das camadas de base, subbase e subleito e, em segundo plano, do trincamento. Sobre subleitos fracos como o do AASHO Road Test as distorções eram os defeitos principais e os outros defeitos dos tratamentos superficiais (como o desgaste) teriam menos tempo de se desenvolver antes do fim de sua serventia.

Nas regiões de subleitos fortes, como os solos vermelhos do oeste e norte do Paraná, as distorções e trincamento são defeitos mais raros nos pavimentos revestidos com tratamento superficiais, mesmo considerando os eixos simples, duplos e triplos extremamente pesados, muito diferentes dos pequenos eixos do circuito 2 do AASHO Road Test.

Uma vez que as distorções demoram muito a aparecer devido a robustez do subleito, o desgaste, das falhas de bico ou normais de uso, tem tempo de se apresentar.

Como já se concluiu no capítulo I desse trabalho o desgaste é o principal defeito nos tratamentos superficiais paranaenses. Em um informe técnico não publicado (INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, 28) o IPR/DNER chega a mesma conclusão quando propõe a adoção do critério de desgaste, em vez de trincamento, para desempenho de tratamentos superficiais.

Considerando que:

- a) o caminho da destruição dos tratamentos superficiais não é o trincamento e mesmo que o fosse, não se teria um modelo teórico de fadiga para tratá-lo.
- b) Sobre subleitos fortes não há aumento substancial de irregularidades longitudinais e transversais dos pavimentos.

- c) como há um único modelo na literatura (INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, 28) de desgaste de tratamento superficiais e este utiliza o número médio de eixos de caminhões por ano em vez de eixos padrões de qualquer tipo e
- d) como os FEEC dependem do modelo de deterioração escolhido, resolveu-se, neste trabalho, utilizar além dos eixos equivalentes para a representação das tendências da evolução do desempenho dos pavimentos revestidos com tratamento superficial, também o número médio de eixos de caminhões por ano expressas em 10^5 para representar o desgaste desses pavimentos.

3.0) RESULTADOS FINAIS E CONCLUSÕES

Como se viu nos itens 2 e 3 desse capítulo foram realizados dois estudos paralelos, de campo e pesquisa bibliográfica.

Os estudos de campo tiveram um objetivo prático imediatista de satisfazer a necessidade do DER/PR de possuir um conjunto de dados atuais de pesos de eixos para fins de dimensionamento de pavimentos. Nesse sentido os resultados obtidos foram satisfatórios e se conseguiu um conjunto de dados que podem ser utilizados para o cálculo de repetições de eixos padrões pelo critério do AASHTO para eixos simples e duplos e pela extensão do mesmo para eixos triplos. Obteve-se também um conjunto de FEEC pelo critério do TRRL, no qual não é feita uma divisão dos tipos de eixo. As equações utilizadas foram:

- Critério da AASHTO (QUEIROZ, 17)

$$\text{- Eixos simples: } FEEC_1 = \left(\frac{P_1}{8,200} \right)^{4,32}$$

$$\text{- Eixos duplos: } FEEC_2 = \left(\frac{P_2}{15,100} \right)^{4,14}$$

$$\text{- Eixos triplos: } FEEC_3 = \left(\frac{P_3}{22,950} \right)^{4,22}$$

- Critério do TRRL para países em desenvolvimento onde cada elemento do eixo tomado é individualmente

$$FEEC = \left(\frac{P}{8,2} \right)^{4,5}$$

P, P₁, P₂ e P₃ em toneladas.

As tabelas II-10 e II-11 mostram os resultados obtidos para os vários tipos de rodovias analisadas.

As conclusões desse capítulo já foram adiantadas no decorrer da explanação. A guisa de de resumo, apresentam-se ordenadamente as conclusões desse capítulo:

- 1º) Embora os veículos sejam praticamente os mesmos em todas as rodovias o seu carregamento é diferente dependendo da carga e do sentido de tráfego (importação e exportação) considerado.

Como corolário dessa conclusão cria-se a necessidade de estudos de peso do eixo para cada projeto novo ou de restauração que se realize.

A tabela II-12 é um exemplo de determinação de FEEC (critério TRRL) para diversos tipos de mercadorias.

- 2º) Na medida em que o FEEC estão relacionados com o modelo de deterioração escolhido, não pode haver universalização dos fatores para todo e qualquer tipo de pavimento. Cabe ao engenheiro escolher os valores de FEEC a serem utilizados para cada projeto em particular.

- 3º) Para pavimentos com tratamentos superficiais sobre solos arenosos finos ou mesmo outros subleitos fortes os FEEC empíricos ou teóricos, baseados em distorção e fratura, não respondem

ao tipo de deterioração realmente crítica: o
desgaste.

TABELA II-12-DESTRUICÃO DO PAVIMENTO X TIPO DE CARGA
TRECHO:-JAGUAPITÁ-GUARACI PR/340 (AMBOS OS SENTIDOS)

PRODUTO	Nº DE VEÍCULOS	% DOS VEÍCULOS	Nº DE RE - PETICÕES	% DO Nº DE REPET.
Cargas mistas	118	12,56	180,540	6,60
Grãos	102	10,86	580,380	21,22
Chá, café, cacau	11	1,17	42,306	1,55
Frutas	4	0,43	0,252	0,01
Vegetais	13	1,38	12,974	0,47
Açúcar	7	0,74	43,701	1,60
Outros produtos agrícolas	52	5,54	222,785	8,14
Produtos animais	4	0,43	1,208	0,04
Gado vacum	85	9,05	81,175	2,97
Galináceos	5	0,53	3,125	0,11
Carne	3	0,32	13,278	0,48
Madeiras	19	2,02	45,904	1,68
Toras	3	0,32	1,320	0,05
Madeiras beneficiadas	4	0,43	8,688	0,32
Papel	4	0,43	2,596	0,09
Lenha	4	0,43	3,524	0,13
Material de construção	38	4,05	166,706	6,09
Areia	87	9,26	602,823	22,04
Pedra	9	0,96	49,788	1,82
Líquidos	8	0,85	22,416	0,82
Derivados de petróleo	22	2,34	42,834	1,56
Leite	23	2,45	5,773	0,21
Alimentos uso animal	12	1,28	38,148	1,39
Alimentos uso humano	55	5,86	56,155	2,05
Bebidas	29	3,09	44,225	1,62
Merc.Manufaturadas	24	2,55	17,040	0,62
Consumo	16	1,70	4,752	0,17
Industrial	33	3,51	23,628	0,86
Adbos e Inseticidas	69	7,35	410,550	15,01
Passageiros	76	8,09	9,272	0,34
T O T A I S	939	100,00	2735,31	100,00

TABELA II-10 - FATOR DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA PARA CADA TIPO DE VEÍCULO - EQUAÇÃO do TRRL

CONFIGURAÇÃO DE EIXOS	BR-277 CURITIBA-PARANAGUÁ		BR-116 CURITIBA-S. PAULO		PR-340 AMBOS SENTIDOS		PR-180 - DOIS VIZI- NHOS - FCO. BELTRÃO AMBOS SENTIDOS		PR-180 GOIOERÊ - IV CENTENÁRIO		PR-180 IV CENTENÁRIO-GOIOERÊ		PR-340 GUARACI - JAGUAPITÁ		PR-340 JAGUAPITÁ-GUARACI	
	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC
100 (LEVES)	154	0,177	23	0,056	130	0,065	78	0,322	131	0,037	154	0,024	115	0,038	118	0,071
ON 100 (ONIBUS)	87	0,417	3	1,067	25	0,264	24	0,264	62	0,649	61	0,536	27	0,223	33	0,236
100	461	2,365	157	1,418	332	2,822	178	2,122	192	0,513	217	1,127	301	1,503	303	1,233
200	2980	3,957	2023	1,745	379	2,877	143	1,879	108	0,533	134	0,996	386	2,793	313	1,080
300	42	5,485	52	2,982	2	7,073	1	5,016	-	-	-	-	-	-	1	0,126
110	41	4,684	21	2,048	-	-	6	4,443	-	-	-	-	-	-	1	0,110
120	362	8,861	238	4,274	19	5,078	4	3,677	3	0,660	4	4,817	13	4,144	11	1,925
130	1556	12,133	893	5,260	52	12,048	11	5,469	6	2,398	15	9,820	54	7,924	36	4,975
111	8	9,321	9	5,840	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
112	7	9,456	5	4,622	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
211	31	9,766	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
212	6	15,946	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL	5735	-	3424	-	939	-	445	-	502	-	585	-	896	-	816	-
FEEC MEDIO	-	6,276	-	2,842	-	2,960	-	1,764	-	0,433	-	0,992	-	2,257	-	1,137

TABELA II-11 - FATOR DE EQUIVALÊNCIA DE CARGA PARA CADA TIPO DE VEÍCULO - EQUAÇÃO ICR-GEIPOT

CONFIGURAÇÃO DE EIXOS	BR- 277 CURITIBA-PARANAGUÁ		BR-116 CURITIBA-S.PAULO		PR-340 AMBOS SENTIDOS		PR-180-DOIS VIZI- NHOS - FCO. BELTRÃO AMBOS SENTIDOS		PR-180 GOIOERÊ-IV CENTENÁRIO		PR-180 IV CENTENÁRIO-GOIOERÊ		PR-340 GUARACI-JAGUAPITÁ		PR-340 JAGUAPITÁ-GUARACI	
	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC	Nº DE VEIC.	FEEC
100 (LEVES)	154	0,176	23	0,056	130	0,066	78	0,318	131	0,037	154	0,024	115	0,038	118	0,072
ON 100 (ÔNIBUS)	87	0,417	3	1,064	25	0,266	24	0,266	62	0,649	61	0,537	27	0,226	33	0,238
100	461	2,311	157	1,393	332	2,701	178	2,093	192	0,508	217	1,109	301	1,475	303	1,218
200	2980	2,652	2023	1,230	379	1,937	143	1,291	108	0,371	134	0,690	386	1,877	313	0,737
300	42	2,422	52	1,369	2	3,047	1	2,210	-	-	-	-	-	-	1	0,074
110	41	4,632	21	2,036	-	-	6	4,405	-	-	-	-	-	-	1	0,112
120	362	7,273	238	3,618	19	4,460	4	3,260	3	0,648	4	4,271	13	3,632	11	1,721
130	1556	8,524	893	3,625	52	8,095	11	4,128	6	1,877	15	7,766	54	5,657	36	3,494
111	8	9,197	9	5,786	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
112	7	8,714	5	4,249	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
211	31	7,898	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
212	6	12,080	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL	5735	-	3424	-	939	-	445	-	502	-	585	-	896	-	816	-
FEEC MÉDIO	-	4,467	-	2,043	-	2,298	-	1,518	-	0,390	-	0,859	-	1,709	-	0,931

B I B L I O G R A F I A

- 1) HEYN, A.T. e ARANOVICH L.A.S.- Pesagens de Eixos, Paraná 79/80 Dep. Est. Rod. do Estado do Paraná - XV RAP, Belo Horizonte, 1980
- 2) ELLIS, C.I.- Axle - Load Distribution on Roads Overseas - Survey on Roads in West Malaysia 1967 - RRL Report LR 187 RRL- Berkshire - England, 1968
- 3) POTOCKY F.P.- A Portable Wheel - Weighing Unit and Data Recorder - RRL LR 391 - RRL - Berkshire England, 1971
- 4) HOWE, J.D.G.F.- Kenya 60 - Point Traffic census: Design and Results for 1970 - RRL Report LR 398 - RRL - Berkshire England, 1971
- 5) HOWE, J.D.G.F.- A Review of Rural Traffic - Counting Methods in Developing Countries - TRRL Report LR 427 - TRRL - Berkshire - England, 1972
- 6) ELLIS, C.I. and POTOCKI, F.P.- Axle Load Distribution on Roads Overseas: Abu Dhabi and Qatar 1970-71 - TRRL - Laboratory Report 572 - TRRL - Berkshire - England, 1973
- 7) JONES, T.E. and ROBINSON, T.E.- 1975 Turkey Traffic Survey (Ankara - Stanbull Expressway): Axle Loading - TRRL Laboratory Report 713 - TRRL - Berkshire - England, 1976
- 8) TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY - A Guide to the Measurement of Axle Loads in Developing Countries Using a Portable Weighbridge - Road Note 40 TRRL-HMSO, London England, 1978
- 9) WINFREY, R., HOWELL, P.D. and KENT, P.M. Truck Traffic Volume and Weight Data for 1971 and Their Evaluation - Report No. FHWA-RD-76-138 - FHA - WASHINGTON, D.C., 1976

- 10) PORTER, O.J.- Development of the Original Method for Highway Design - Proceedings of A.S.C.E.- Vol. 75, 1949
- 11) CARIM, P.R.V.- Cálculo de Carga de Roda Equivalente no Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Programação Automática-Tese de Mestrado - COPPE - Rio de Janeiro, 1973
- 12) TURNBULL W.J., FOSTER C.R. and AHLVIN R.G.- Desing of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Ann Arbor - Michigan, 1962
- 13) PEREIRA A.T.- Procedures for Development of CBR Design Curves-Instruction Report 5-77-1 of S.P.L.- of US Army Engineer Waterways Experiment Station - Vicksburg, 1977
- 14) HIGHWAY RESEARCH BOARD- The AASHO Road Test, Report No SR 61G, Sumary Report National Academy of Science, National Research Council, Washington, DC, 1962
- 15) HIGHWAY RESEARCH BOARD, The AASHO Road Test, Proceedings of a Conference, Report No SR 73, National Academy of Science, National Research Council, Washington, DC, 1962
- 16) AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION , Officials - AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures - AASHTO - Washington, 1972
- 17) QUEIROZ A.V.C., BORRALHO, M.F., VISSER A.T. e MOSER K.B. , Pesquisa de Custos Rodoviários - Estudo de Pavimentos - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPV - Rio de Janeiro - Brasil, 1979
- 18) TREIBIG H.S.- and VON QUINTUS H.L.- Equivalency Factor Analysis and Prediction for Triple Axles - Are - GEIPOT Brasilia, 1976
- 19) ADDIS R.R. and WHITMARSH, R.A.- Relative Demaging Power of Wheel Loads in Mixed Traffic - TRRL Laboratory Rep. 979 TRRL - HM 50 - Crowthorne, 1981

- 20) MC CULLOUGH F.B., LUHR R.D. and PELZNER A.- Improved Pavement Management System for Low - Volume Roads in Design and up grading of Surfacing and Other Aspects of Low-Volume Roads - TRR 875 - TRB - Washington, 1982
- 21) OVERSEAS UNIT, TRRL - Pavement Engineering in Developing Contries - in Pell, P.S.- Developments in Highway Pavement Engineering, pag.157 - 189, Aplied Science Publi - shers LTD, Essex, England, 1978
- 22) GREEN J.L.- Literaure Review - Elastic Constants for Airport Pavement Materials - U.S.- Army Engineer W.E.S. SPL Visksburg, Miss, 1978
- 23) SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY LTD - Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic - London, 1978
- 24) THE ASPHALT INSTITUTE - Thickness Design - Asphalt Pave - ments for Highways and Streets - Maryland, 1981
- 25) WITCZAK, M.W.- Design of Full - Depth Asphalt Airfield Pavements-3^{td} Int. Conf. Struc. Des. Asp. Pav. Universi ty of Michigan, Ann Arbor, 1972
- 26) BARBER W.R., BRABSTON W.N. and CHOU Y.T.- A General System for the Design of Flexible Pavements - 4th Int. Conf. Struc. Des. Asp. Pav. University of Michigan, Ann Arbor 1977
- 27) BROWN S.F., An Introduction to the Analytical Design of Bituminons Pavements - University of Nottingham, 1980
- 28) INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, IPR - Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (inédito) - Rio de Ja - neiro Nov., 1983

CAPÍTULO III - MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO-CUSTO

0) INTRODUÇÃO

Todos os materiais de construção utilizados nos pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná foram escolhidos, em primeiro lugar, em função de sua qualidade e em segundo lugar de sua distância de transporte. Excetuando-se os materiais cimentantes (betume, cimento portland) todos os outros materiais se encontravam na obra ou em suas proximidades.

Este capítulo descreve os materiais de construção usados em pavimentação de baixo-custo no Norte, Oeste e Sudoeste do Estado do Paraná. Antes disso, no entanto, é feito um breve esboço geológico-geomorfológico dessas regiões.

1.0) ESBOÇO GEOMORFOLÓGICO - GEOLÓGICO - PEDOLÓGICO DO NORTE, OESTE E SUDOESTE DO ESTADO DO PARANÁ

1.1) RELEVO

O Relevo do Estado do Paraná é caracterizado por três planaltos escalonados cujas bordas, em forma de arco, estão voltadas para o leste.

Estas bordas elevam-se muito rapidamente até cotas de cerca de 1.000m sobre o nível do mar, de crescendo então, lentamente, de leste para o oeste, até atingirem, na calha do rio Paraná, cotas de 350 a 150m s.n.m. (fig.III-1).

As cotas dos segmentos de observação analisados nesse estudo situam-se entre os 250 a 600m sobre o nível do mar e estão inteiramente incluídos no Terceiro Planalto Paranaense.

O relevo na região de ocorrência do Arenito Caiuá é caracterizado por sua homogeneidade e suavidade, constituindo-se na continuação noroeste do Terceiro Planalto Paranaense. O Arenito Caiuá, de origem eólica, preencheu no Mesozóico Superior os maiores desnivelamentos da paisagem ante

rior, numa espessura média de 80m, deixando uma superfície qua se plana. Esta superfície sofreu a ação de climas ora secos ora úmidos, cobrindo-se finalmente, na época atual, de uma exuberante floresta subcaducifólia tropical. Esta floresta cristalizou por longo período de tempo as feições morfológicas de suavidade do relevo.

Com a constância do clima e a presença da floresta, os processos morfogênicos se anularam, continuando somente o processo pedológico (intemperismo químico) o qual aprofundou a camada do solo mas não modificou as formas de relevo.

No fim da década de 50 até os dias de hoje a região sofreu um vasto e acelerado desmatamento, deixando apenas 2% da floresta primitiva. Dessa forma os agentes intempéricos atingiram diretamente a camada de solo fofo e profundo, causando o reinício do trabalho da paisagem. O processo de vossorocamento, tão crítico na região, é uma indicação segura do que foi afirmado. (MAGALHÃES,1).

Na região da ocorrência do "trapp" basáltico o relevo apresenta feições de modelado mais antigo embora o processo geomórfico atual seja semelhante à do Arenito Caiuá, isto é, reinício recentíssimo do retrabalhamento com o desmatamento.

A análise geral da região do "trapp" demonstra a existência de, no mínimo, três distintos tipos de morfologia.

O primeiro ocorre no norte e centro do "trapp", como um bloco de relevo suave ondulado a ondulado que pode ser representado por perfis próximos às cidades de Londrina e Maringá.

Na zona centro-leste distingue-se uma região suavemente ondulada a plana, diferenciada pela presença de rochas afaníticas vítreas. Esse bloco pode ser representado por perfis próximos às cidades de Guarapuava e Laranjeiras do Sul.

No sudoeste, o entalhamento produzido pelo rio Iguaçu e suas vertentes determina o escarpamento do relevo e a formação de zonas escarpadas e montanhosas.

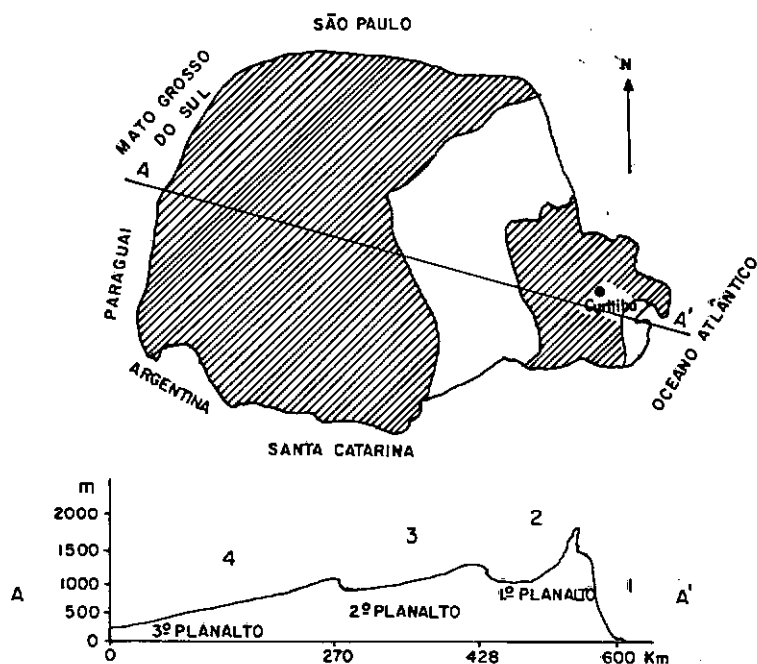


FIG.III-1- ESBOÇO DO RELEVO DO ESTADO DO PARANÁ

1.2) CLIMA

O Estado do Paraná é a baliza meridional do clima tropical, sendo, como todos os Estados do sul do Brasil, de clima mesotérmico do tipo temperado ou subquente. A figura III-2 a,b e c (NIMER,2) mostram a diferenciação climática do Estado.

No anexo do capítulo V, quando forem apresentados os segmentos de observação, serão apresentados também gráficos detalhados de precipitação de cada região, durante o período das avaliações.

1.3) GEOLOGIA

1.3.1) ARENITO CAIUÁ

O Arenito Caiuá ocorre no noroeste do Estado, ocupando uma área de 21100 km^2 . Os arenitos apresentam-se profundamente alterados e as exposições de rocha são raras.

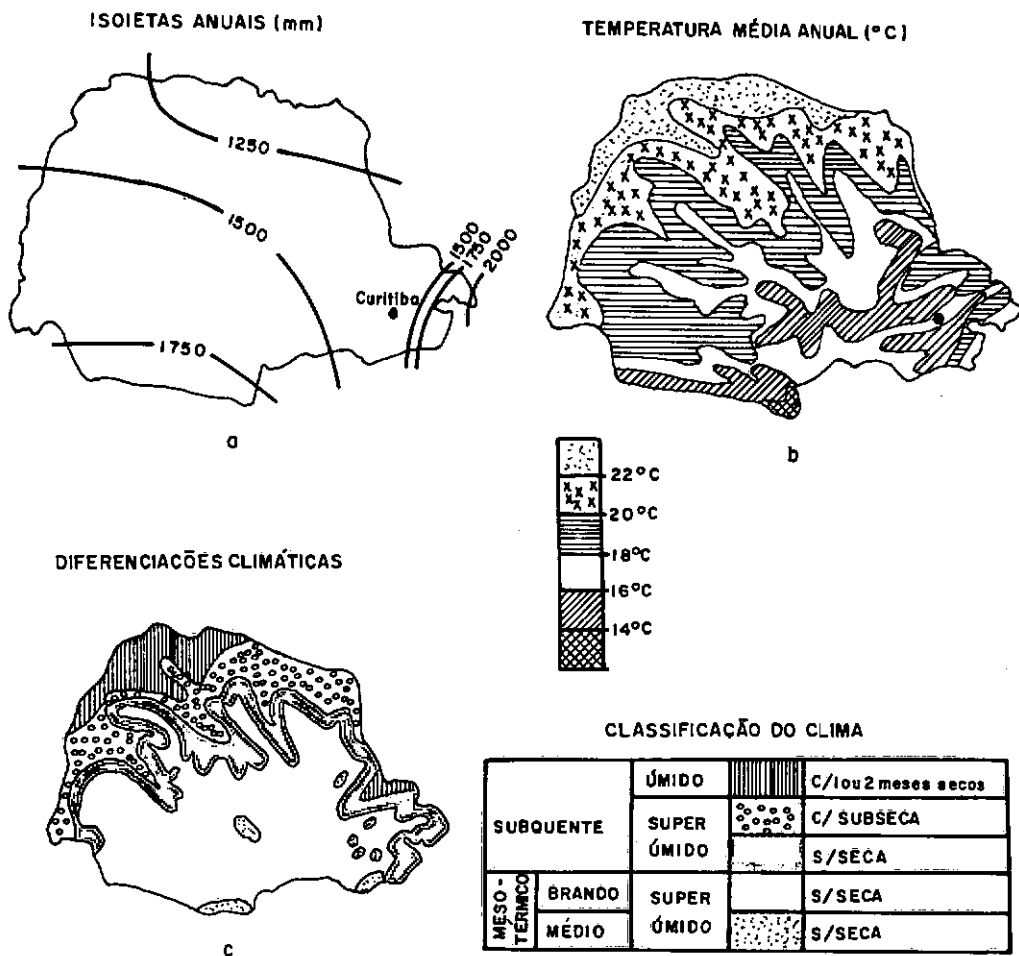


FIG.III-2-CLIMA DO ESTADO DO PARANÁ

Os solos formados são bastante espessos (mais de 15,0m), constituídos por partículas bem arredondadas e esféricas de quartzo puro de superfícies fosca, normalmente patinadas de óxidos lateríticos de cores avermelhadas. A matriz do solo é argilosa, ocorrendo na proporção de 10% a 40%. A curva granulométrica mais comum desses solos está apresentada na figura III-3.

Como se depreende das curvas granulométricas a quantidade de silte (pelo menos nos solos nos quais os processos pedogênicos atingiram um estado mais avançado) é pequena com a razão silte: argila próximo a 0,20.

Segundo WAMBEKE (3) e TRICART (4), o silte presente nos solos é a reserva de minerais intemperizáveis e que em solos tropicais mais antigos, a relação silte:argila se situaria em torno de 0,1.

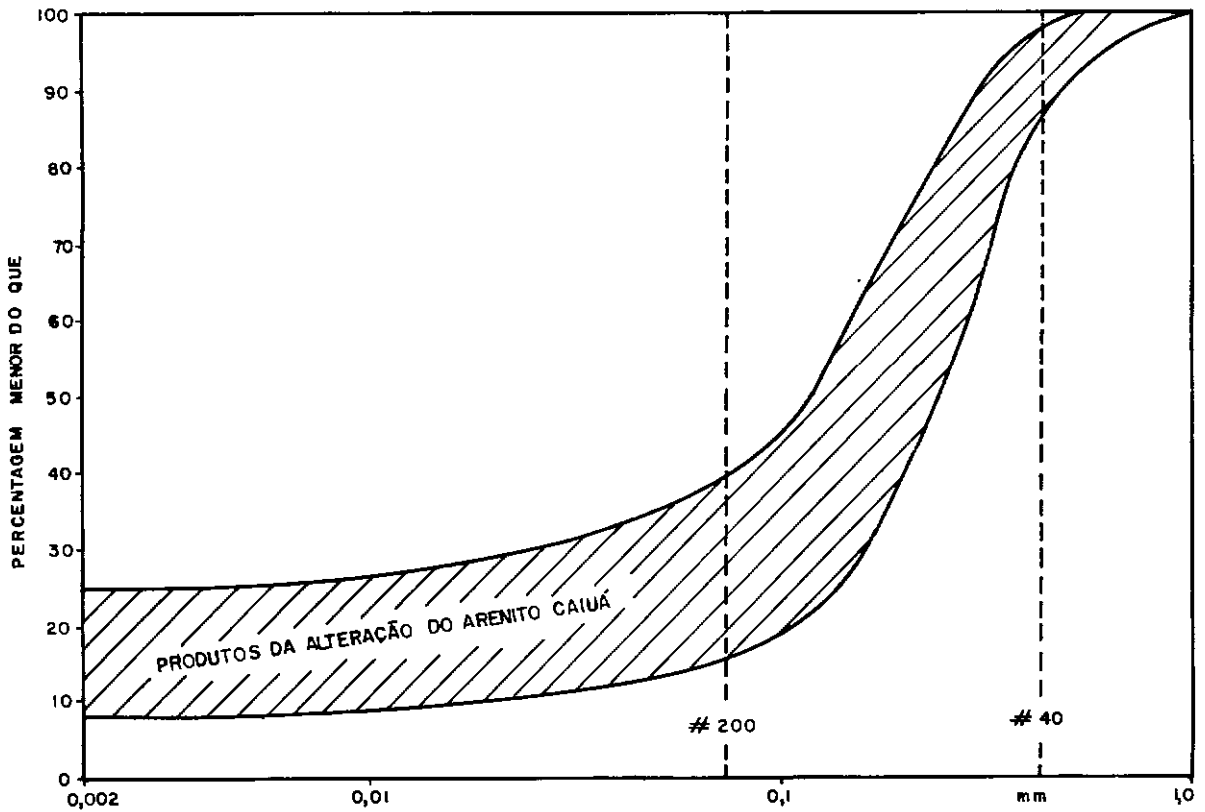


FIG.III-3-DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS DO ARENITO CAIUÁ

Consideram esses autores que quando o solo atinge o seu estágio de equilíbrio com as condições de inteperismo tropical úmidas, não haveria mais razão química para a existência de grãos do tamanho silte (exceto aqueles produzidos pela quebra de grãos maiores de minerais resistatos). Esta suposição parece bastante lógica, uma vez que se considerem os produtos de alteração química dos diversos minerais constituintes das rochas.

Os processos de hidrólise e lixiviação, a medida que liberam os metais alcalinos e alcalinos terrosos dos minerais que os possuem, deixam como resíduo final as argilas do tipo 1:1 e os óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro, que não produzem cristais grandes. Em outras palavras, os processos neoformativos da pedogênese somente produzem micro-cristais ou substâncias de baixo grau de cristalinidade.

Todo o material menor do que 0,074m, presente no solo arenoso fino, ou se tratam de cristais de quartzo dîminutos ou de uma massa amorfa castanha (microscópio ótico de transparência).

Essa quantidade relativamente grande de cristais de quartzo do tamanho silte é explicada pela origem do solo arenoso fino, pelo menos no Estado do Paraná. Este solo é originado por dois processos consecutivos de deflação. O primeiro deu origem no Mesozóico ao arenito Botucatu e o segundo, mais recente, ao arenito Caiuá. O processo eólico é muito abrasivo porém pouco competente e as partículas transportadas são do tamanho de argila até areia fina, provavelmente pouco intemperizadas quimicamente, uma vez que o clima dominante era desértico.

Com o advento do clima tropical úmido, todos os minerais sofreram inicialmente um processo de hidratação e hidrólise, exceto o quartzo e alguns outros resistentes que são apenas levemente dissolvidos.

A lixiviação posterior dos produtos do hidrólise deixa apenas in situ o quartzo (mineral resistente), os óxidos lateríticos, produtos da alteração de alguns ortossilicatos, de metassilicatos e de filossilicatos e, finalmente as argilas, produtos principais dos feldspatos.

Em muito poucos locais do Estado (Umuarama principalmente) o processo atinge um terceiro estágio que se constitui na desidratação e endurecimento de crostas lateríticas de pequena espessura, onde os minerais argilosos são quase inexistentes.

1.3.2) BASALTO SERRA GERAL

O "trapp" ocupa a área de 109046 km² no Estado, constituindo-se no estrato resistente do Terceiro Planalto Paranaense. Trata-se de grande derrame de lavas básicas, de cerca de 1000m de espessura, ocorrido entre os períodos Jurássico e Cretássico da era Mesozóica.

Embora a rocha basáltica resultante apresente variações de composição química e mineralógica normais em uma massa de dimensões tão grandes, para fins rodoviários as semelhanças são mais importantes do que as diferenças.

Na maior parte das lâminas delgadas estudadas ocorrem os seguintes minerais:

plagioclásios cálcicos ($A_{n45} - A_{n70}$) - 40%

piroxênios (augita e pigeonita) - 35%

Acessórios: titanomagnetita, apatita, olivina, quartzo, biotita, feldspatos potássicos, etc.

Alguns basaltos apresentam razoáveis quantidades de vidros vulcânicos. Entre esses citam-se as variedades vitrófiras da região de Guarapuava.

Essas rochas possuem a característica de se estilhaçarem em fragmentos quasi-cúbicos de cerca de 15-20cm de lado quando sujeitas à ação de explosivos.

Muitas vezes os basaltos apresentam grande quantidade de vacúolos de reduzidas dimensões. Outras vezes esses vacúolos são preenchidos por minerais argilosos verdes e calcita.

O início do processo de alteração in temp é ri c a dos basaltos conduz à formação de material de cor amarela-ocre aliada à textura da rocha-mãe, inclusive com suas estruturas. Algumas vezes os pequenos blocos alterados, separa dos pelas superfícies das diáclases, possuem um núcleo de rocha sã.

A determinação da atividade (Skempton) do material alterado, próximo à rocha sã, apresenta valores elevados, variando entre 0,6 e 1,0. Esses números indicam a pre sen ça de argilo-minerais do grupo das esmectitas.

Amostras retiradas do horizonte "B" do solo de cores vermelhas apresentam expansividade baixa ou i n ex is t e n t e, com uma textura argilosa. Não são raros os pisóli tos e oóli tos de óxidos lateríticos imersos na argila tanto no horizonte A como no B.

Imagens de elétrons secundários dos materiais horizonte "B" apresentam o aspecto mostrado na foto III-1. Nessa foto não estão individualizados os minerais, mas apenas uma massa amorfa de óxidos lateríticos recobrimdo, possivelmente a caulinita. Aumentos maiores do que o indicado na foto III-1 são mostrados na foto III-2 e o panorama permanece



FOTO III-1 - FOTOGRAFIA DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA - ARGILA VERMELHA DE BASALTO - 1000X.



FOTO III-2 - FOTOGRAFIA DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA - ARGILA VERMELHA DE BASALTO - 3000X.

o mesmo (IPT,6).

1.4) PEDOLOGIA

O estudo do Mapa de Solos do Estado do Paraná (EPFS,7) indica que os materiais predominantes na região noroeste são os latossolos vermelhos escuros distróficos de ortotextura argilosa ou média e os solos podzólicos vermelhos amarelos de ortotextura média. Subsidiariamente ocorrem os podzólicos vermelhos amarelos equivalente eutrófico abrupto de textura média. Na referência citada estes solos aparecem com as seguintes convenções:

SOLO	CONVENÇÃO
Latosol vermelho escuro distrófico e eutrófico	L E d 3 e L E e 1
Podzólico vermelho amarelo	PV3
Podzólico vermelho amarelo equivalente eutrófico	P E 3 P E 4

Na região oeste e sudoeste do Estado, onde predominam as rochas basálticas e um clima mais temperado, os solos de maior ocorrência são a terra-roxa estruturada distrófica e eutrófica, as associações do tipo brunizem avermelhado e os latosol roxo distrófico. As convenções utilizadas na carta de solos são as seguintes:

SOLO	CONVENÇÃO
Terra roxa estruturada distrófica	TRd
Terra roxa estruturada eutrófica	TRe
Brunizem avermelhado e Solos litólicos	BV(a) e BV(b) e Re
Latosol roxo distrófico	LRd1

A distinção entre os diversos tipos de solos citados é uma tarefa delicada e exige treinamento normalmente não ministrado a engenheiros rodoviários ou mesmo pela maioria dos pesquisadores do setor. Como exemplo da dificuldade de distinção pedológica entre dois tipos afins de so -

los, cita-se um trecho da própria referência (7), quando separa os latossolos roxos distróficos dos eutróficos (pág.46):

"Embora sendo morfológicamente análogos, estas duas unidades diferem entre si quanto aos caracteres químicos e/ou quanto à vegetação.

Somente após o mapeamento dessas unidades, o que foi possível pela observação no campo, do aspecto das culturas e da vegetação natural, pelo exame de um grande número de análise de amostras de solos e pelo estudo de fotografias aéreas, é que se verificaram algumas pequenas diferenças morfológicas".

Considerando estas dificuldades faz-se, a seguir, uma descrição sucinta dos grandes grupos de solos mencionados.

1.4.1) LATOSOL VERMELHO ESCURO DISTRÓFICO (LEel e LEd3)

Os solos do grupo LEel são originados dos basaltos Serra Geral e do Arenito Caiuá, sendo conhecidos comumente como "solos de transição". Os solos do grupo LEd3 são oriundos integralmente do Arenito Caiuá.

Estes solos são muito profundos, com os horizontes A, B e C pouco diferenciados e com transições difusas.

A textura é mais arenosa no horizonte A e argilo-arenosa ou argilosa no horizonte B. As cores são vermelhas escuras, são muito porosos e friáveis. O horizonte A tem cerca de 30cm de espessura.

1.4.2) PODZÓLICO VERMELHO AMARELO (PV3)

São solos de grande profundidade, apresentando a sequência de horizonte A, B e C relativamente bem diferenciada. As cores são vermelhas escuras. As texturas são arenosas tanto no horizonte A como B, podendo este último possuir certa quantidade de argila. A espessura do horizonte A alcança os 0,5m.

Estes solos são oriundos do Arenito Caiuá e localizam-se, normalmente, nas vertentes da rede de

drenagem da região.

1.4.3) PODZÓLICO VERMELHO AMARELO EQUIVALENTE EUTRÓFICO (PE3 e PE4)

Estes solos apresentam uma morfologia muito semelhante aos anteriores (PV3), diferenciando-se deles por uma mais alta saturação de bases e maior fertilidade. Paradoxalmente, estas qualidades (dos solos eutróficos em geral) ., boas para agricultura, conferem a estes solos certas qualida - des não desejáveis para a construção. São mais atingidos ou modificados pela água, apresentando mais expansão e menor re-sistência ao corte.

1.4.4) TERRA ROXA ESTRUTURADA EUTRÓFICA E DISTRÓFICA (TRe e TRd)

São solos espessos que podem atingir, não raramente, mais de 30,0m de profundidade. São bastante po-rosos friáveis e pegajosos, quando úmidos.

Quando estão secos apresentam grande resistência. Sua textura é argilosa em todos os horizontes. A distinção entre os horizontes A,B e C é difícil, apresentando-se o primeiro de cor acastanhada. O horizonte A apresenta es-pessura da ordem de 0,25m.

Estes solos são originados dos basal-tos da formação Serra Geral.

1.4.5) BRUNIZEM AVERMELHADO BV(a) e (b) E SOLOS LITÓLICOS(Re)

Em certas áreas do Estado é difícil mapear separadamente os diversos tipos de solo devido as imbrí-cações de perfil ou aos pequenos tamanhos das ocorrências.

Desta forma estes solos são referidos como "associações".

Tanto os brunizem como os solos litó-licos são rasos, não ultrapassando os 0,6m de profundidade. Ca-racterizam-se pelo perfil bem diferenciado em horizontes.

Como são solos oriundos dos basaltos e de pouca idade, costumam apresentar argilas de alta atividada

de e portanto de más características de engenharia.

Ocorrem em regiões onduladas a montanhas e normalmente estão associados a zonas de ocorrência de rocha e de rocha alterada na superfície.

1.4.6) LATOSOL ROXO DISTRÓFICO (LRd1)

São solos profundos, originados da alteração dos basaltos. Sua textura é argilosa com horizontes dificilmente diferenciados. O horizonte A apresenta espessura média de 0,25m.

Uma característica interessante deste solo é a sua cor que varia de maneira espetacular com a variação do ângulo de incidência da luz. Assim, quando é olhado contra o sol apresenta cores acinzentadas escuras ou mesmo negra; quando, por outro lado, é observado com o sol nas costas do observador, apresenta cor vermelha, vermelha escura ou arroxeada.

Como apresenta baixa concentração de bases e altos teores de minerais resistentes, possui baixa expansividade grande estabilidade e altos valores de resistência ao corte.

2) MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO RODOVIÁRIA

Será notado que, neste item, alguns materiais são mais abundantemente detalhados do que outros, de importância relativa idêntica. Tal fato no entanto não deve causar estranheza. Cada um dos materiais descritos pode tomar inteiramente a vida de um pesquisador que a ele se dedicar. Dessa forma os solos arenosos finos e as argilas vermelhas de origem basáltica merecem maior atenção nesse trabalho em detrimento de outros materiais que serão sumariamente descritos.

2.1.) SOLOS ARENOSOS FINOS (S.A.F.)

O maior crédito da pesquisa dos solos arenosos finos como base rodoviária deve-se, sem dúvida alguma, aos pesquisadores da Escola de Engenharia de São Carlos-

USP em São Paulo, mais particularmente ao Instituto de Pesquisas e Aperfeiçoamento Industrial (IPAI). NOGAMI, VILLIBOR e CORREA têm extensa bibliografia publicada, sendo que os mais importantes trabalhos de síntese desses autores são citados no capítulo I desse trabalho, (referências 2 e 4).

A definição de solos arenosos finos utilizados neste trabalho é aquela dada da referência 2 do capítulo I, pág 9:

"Solos arenosos finos... são aqueles com mais de 50% de fração areia e com predominância nítida de areia fina na mesma... O manto do solo, na sua parte superior, apresenta características próprias devido a atuação de processos pedolôgiucos específicos designados genericamente de laterização. A espessura dessa camada diferenciada pela laterização ultrapassa, frequentemente 5,0 metros, excluída a camada superficial constituída de terra orgânica ou vegetal de interesuse secundário para finalidades rodoviárias".

Os solos arenosos finos no Estado do Paraná são encontrados nos produtos da formação Arenito Caiuá, na formação Arenito Botucatu e nos arenitos do grupo Tubarão, principalmente no Subgrupo Itararé e na formação Rio Bonito. No entanto, a grande maioria dos pavimentos de baixo-custo, construídos com base de solo arenoso fino que obtiveram mais suucesso, estão localizados sobre o Arenito Caiuá.

Os segmentos de observação de solo arenoso fino estão todos localizados sobre esse arenito, de foruma que apenas este material será descrito nesse trabalho.

Os solos arenosos finos do Arenito Caiuá classificam-se como latosol vermelho escuro distrôfico (LEd3) e mais raramente como Podzólico vermelho amarelo (PV3) na classificação discutida no ítem III-1-4.

2.1.1) GRANULOMETRIA DOS S.A.F.

Os S.A.F. apresentam grande constância de constituição granulométrica nos de 20000 km² de sua á -

rea de ocorrência.

As curvas granulométricas típicas desses solos foram apresentadas na figura III-3 e se constituem de duas partes distintas. O lado grosseiro, constituído de partículas esferoidais e bem arredondadas de quartzo fosco, patinadas de cor vermelha-castanha de óxidos lateríticos.

O maior diâmetro de grão dificilmente ultrapassa 0,7mm, sendo que a maior parte da fração grosseira está compreendida entre os diâmetros de 0,5mm e 0,8mm.

A fração fina é constituída em parte por grãos do tamanho silte de quartzo patinado por material castanho, (menos que 10% em peso) e por microagregados de caulinita recoberta por óxidos lateríticos. Esses microagregados constituem o plasma dos solos arenosos finos. Do ponto de vista textural, esses microagregados deveriam ser considerados como a parte essencial e indivisível do solo, não tendo tamanho de grão definível. No entanto, a ação mecânica do dispersor e dos agentes químicos (pirofosfato de sódio) utilizados na análise granulométrica por sedimentação, destroem os microagregados, produzindo uma curva granulométrica praticamente horizontal na fração que passa na peneira nº 200.

Na tabela III-1 está apresentada a variação de granulometria dos solos arenosos finos e as faixas granulométricas estáveis para pavimentação da AASHTO. Os valores da tabela III-1 estão apresentados de forma gráfica na figura III-4.

Parece ser de alguma importância prática a relação entre as percentagens passadas nas peneiras 100 e 200 (0,149 e 0,075mm) para os solos arenoso fino. MELLO (8) encontrou correlações bastante boas entre o valor do CBR em diversas energias de compactação e a relação entre as peneiras 100 e 200 (figuras III-5 a, b e c).

As curvas granulométricas dos S.A.F.a apresentam coeficiente de curvatura em torno de 60 e o coeficiente de uniformidade (ou desuniformidade) acima de 150.

2.1.2) MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (MERG) E PROPRIEDADES PLÁSTICAS

Os solos arenosos finos apresentam

TABELA III-1 - FAIXAS GRANULOMÉTRICAS AASHTO E DOS S.A.F.

PENEIRA mm	FAIXA						SOLO ARE- NOSO FI- NO
	A	B	C	D	E	F	
50,0	100	100	
25,0	...	75-95	100	100	100	100	
9,5	30-65	40-75	50-85	60-100	
4,75	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100	...
2,00	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	100
0,425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	95-100
0,075	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25	15-40

MERG muito constante entre 2,66 e 2,70 t/m³. No entanto há uma variação entre as MERG das diversas frações desses solos, sendo que os menores valores são encontrados nas frações mais grosseiras. A figura III-6 mostra a variação indicada.

Tal fato é explicado pela variação mineralógica já comentada no subitem anterior.

Os solos arenosos finos normalmente apresentam limite de plasticidade mensurável, variando entre 6 a 15%. No entanto, a dificuldade de obter L.P. baixos, leva muitos laboratoristas a considerar alguns solos arenosos finos como não plásticos. Esta dificuldade tem falseado as avaliações desses solos no Estado do Paraná, impedindo que se usem ensaios mais antigos em modelos de previsão de comportamento.

Existem também solos arenosos finos para os quais não é possível formar os cilindros do ensaio de L.P. Estes, entretanto, pouco são utilizados in natura como bases rodoviárias.

Como era de se esperar, o limite de liquidez varia com a quantidade de material menor do que 2 micra, na proporção de cerca de 2% de LL para cada 1% menor do que 2 micra.

A atividade (Skempton) dos solos arenosos finos varia entre 0,35 a 0,55 indicando assim materiais

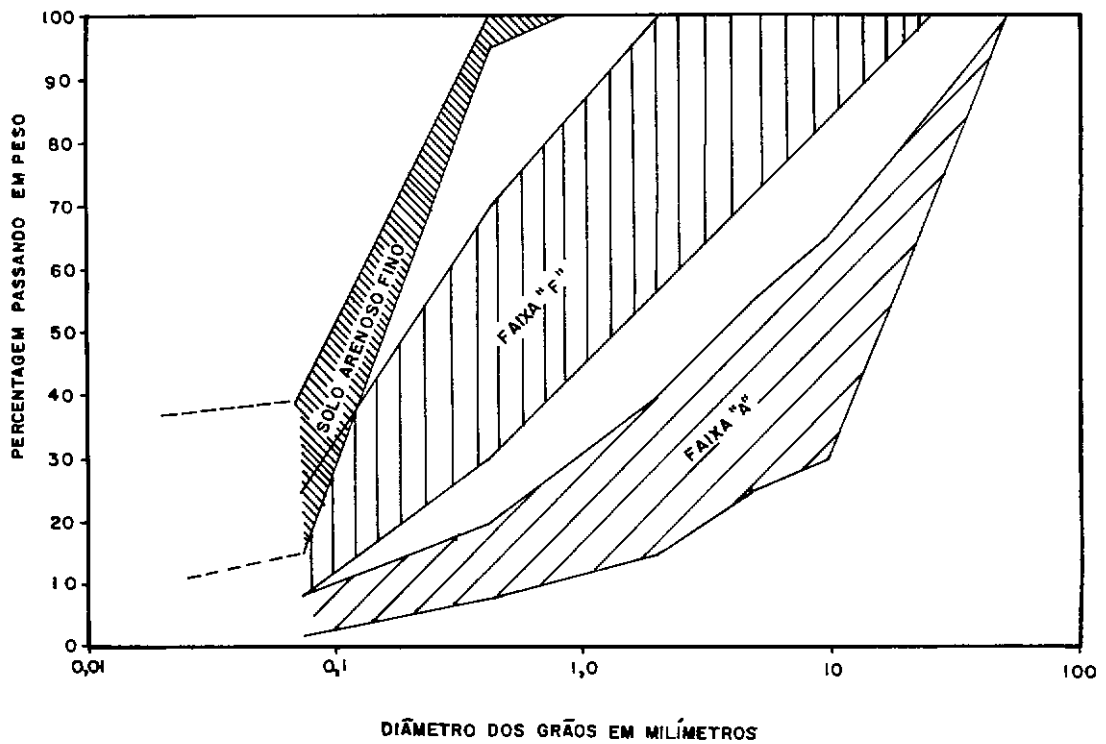


FIG.III-4- O SOLO ARENOSO FINO E AS FAIXAS DA AASHTO

coloidais de baixa atividade. O gráfico da figura III-7 mostra a posição dos solos arenosos finos no gráfico de plasticidade de Casagrande.

2.1.3) CLASSIFICAÇÃO DOS S.A.F.

As atuais classificações de solos para fins de engenharia oriundos dos EUA, estão sofrendo sérias críticas em sua capacidade de previsão do comportamento dos solos tropicais. As principais críticas são feitas por NOGAMI(9) e se baseiam na ausência de repetibilidade do ensaio de limite de plasticidade, na inadequação do índice de grupo dos solos tropicais preverem o valor de CBR, etc. Este autor apresentou no Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais (1981) uma nova classificação de solos tropicais baseada no ensaio mini-MCV.

Na tradicional classificação rodoviária, HRB, os solos arenosos finos são, na grande maioria, do tipo A-2-4(0), materiais um pouco mais argilosos tipo A-4(0-2) e mais raramente A-6 (2-3).

Na classificação unificada dos solos são do grupo SC. De acordo com a classificação de NOGAMI são

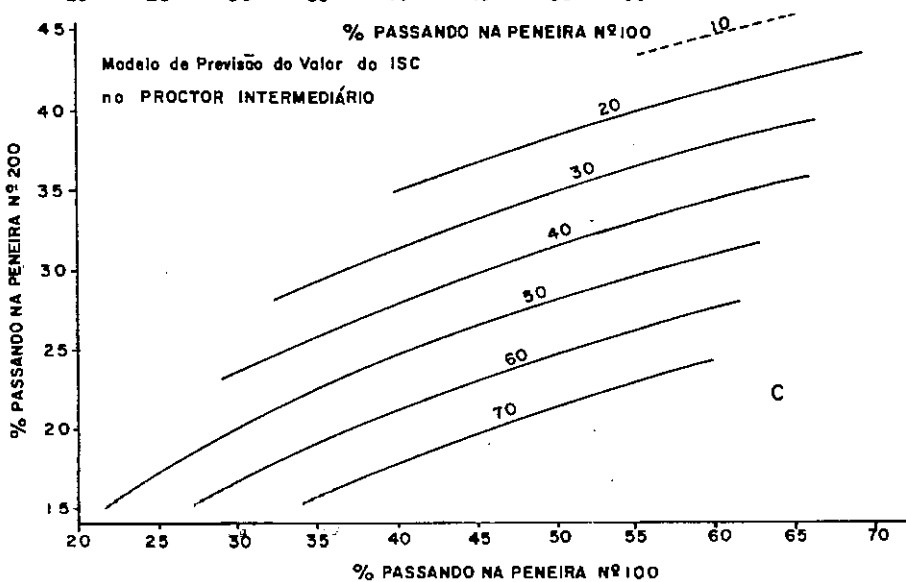
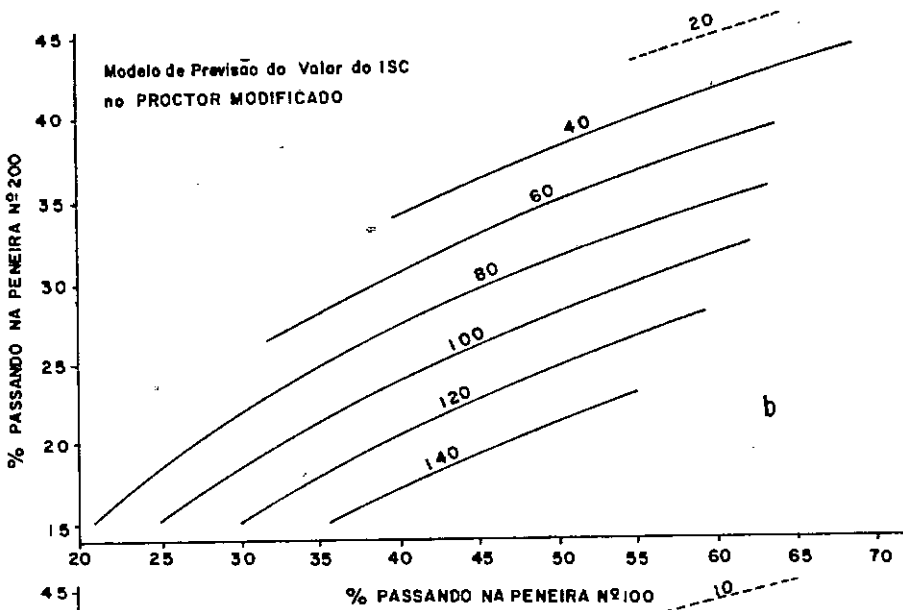
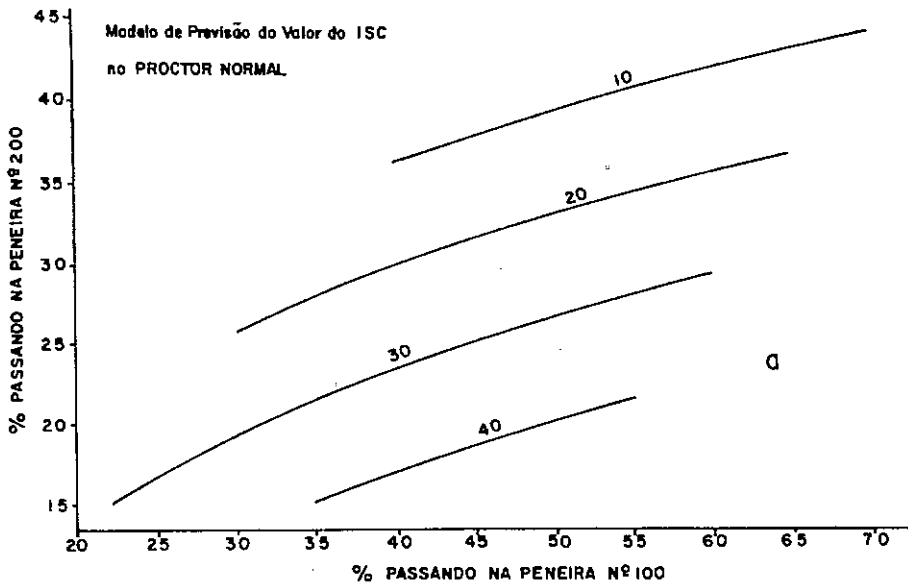


FIG. III-5 - CORRELAÇÃO ENTRE CBR EM DIVERSAS ENERGIAS DE
COMPACTAÇÃO E PENEIRAS 100 e 200.

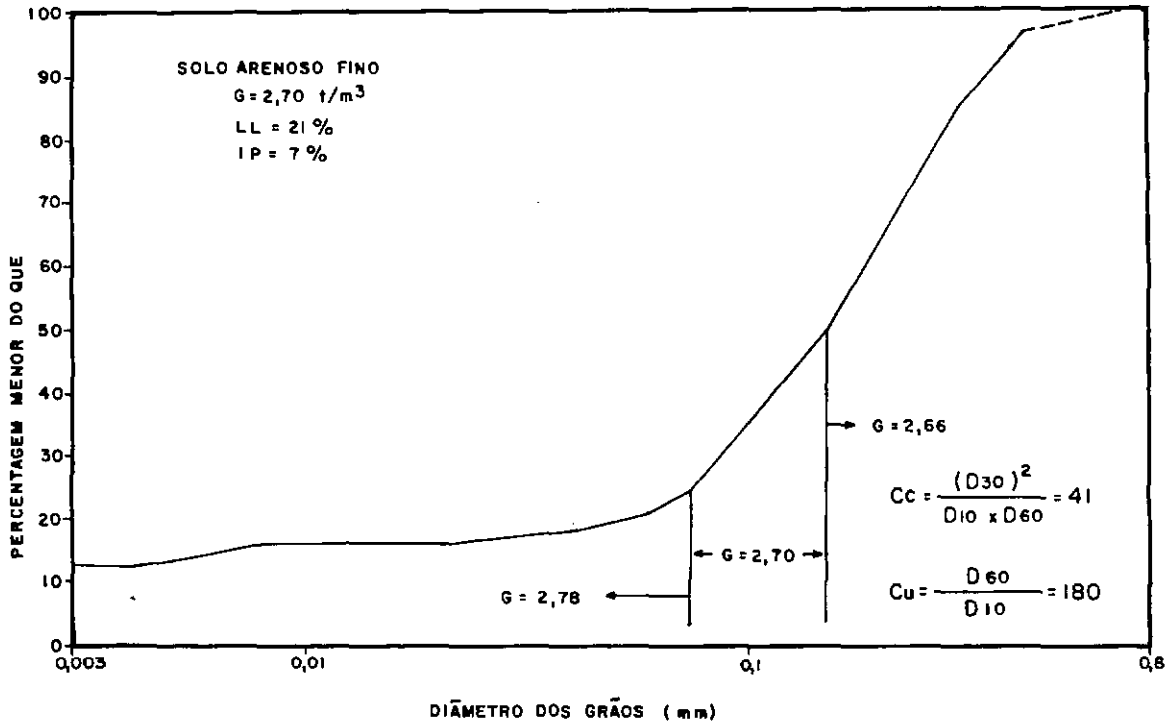


FIG.III-6-VARIAÇÕES DA MASSA ESPECÍFICA REAL COM O TAMANHO DOS GRÃOS

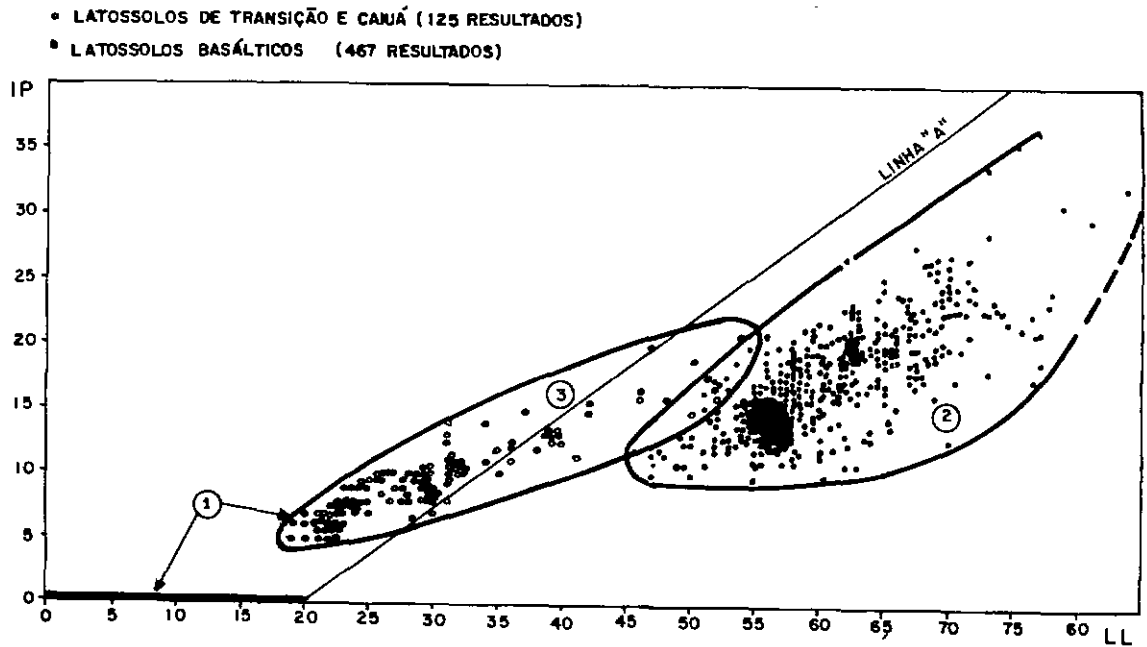


FIG.III-7-POSIÇÃO NO GRÁFICO DE PLASTICIDADE DOS SOLOS ARENOSOS FINOS (1) DAS A.V.B.(2) E DOS SOLOS DE TRANSIÇÃO (3)

do tipo LA e LA'.

2.1.4) COMPACTAÇÃO DOS S.A.F.

São poucos os trabalhos reportados sobre a compactação de campo dos solos arenosos finos. Um trabalho importante foi apresentado por VENDRAMINI e SOUZA PINTO em 1974 (11). Estes solos são facilmente compactados, atingindo com facilidade a densidade seca e a umidade ótima do Proctor Normal (T-99 da AASHTO). A energia do Proctor modificado, (T - 180 da AASHTO), exigida para bases, é mais dificilmente atingida. No Paraná (assim como em São Paulo), admite-se para bases, 95% da densidade do ensaio modificado. Tal energia de compactação normalmente, faz com que o solo atinja valores compatíveis com a densidade máxima do Proctor intermediário do DNER.

A técnica de compactação utilizada é simples: O solo é lançado na pista trazido da jazida por caminhões ou "moto-scrapers", nivelado com motoniveladora.

Se for necessário é umidecido com água com caminhões espargidores. A compactação é feita com rolos pés-de-carneiro de patas longas ou rolos vibratórios pés-de-carneiro. A densidade é determinada com o frasco de areia e a umidade é determinada em cápsulas secas no banho de areia. Como já foi dito anteriormente não se tem registro do número necessário de passadas dos diversos equipamentos, assim como amplitude e frequência dos rolos vibratórios.

Comumente, no laboratório, os SAF são compactados pelo processo dinâmico de Proctor. As curvas densidade seca x umidade obtidas são bastante agudas e com um único pico de densidade máxima e umidade ótima. Essas últimas são atingidas com um grau de saturação compreendido entre 73 e 78% e um índice de vazios correspondente 0,35 a 0,28.

A compactação por impacto em seção plena (método de Iowa) produz curvas densidade x umidade mais achatadas e deslocadas para o lado direito do gráfico de compactação isto é, com umidades ótimas maiores. Os graus de saturação obtidos situam-se entre 80% e 87% com índices de vazios situados respectivamente entre 0,38 e 0,30.

O gráfico apresentado na figura III-8 é um exemplo do comportamento dos solos arenosos finos sob

compactação.

O solo do exemplo foi obtido em Loanda/PR e apresenta $LL = 21\%$, $IP = 7\%$ e massa específica real dos grãos igual a $2,7 \text{ t/m}^3$.

2.1.5) INDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) DOS S.A.F.

No ano de 1979, o Laboratório de Solos do DER/PR iniciou uma pesquisa laboratorial sobre a variação do índice de suporte californiano com a densidade seca e a umidade de diversos solos paranaenses. A pesquisa teve por objetivo determinar as melhores faixas de trabalho de cada solo e assim orientar o controle de compactação de campo. Os solos incluídos na pesquisa foram os arenosos finos e as argilas vermelhas de basalto (HEYN, ARANOVICH, 11). A metodologia desse trabalho e os resultados obtidos estão apresentados nos itens abaixo.

A- Coleta e ensaios de caracterização

A coleta dos materiais foi realizada em poços ou em cortes de estrada no horizonte B do solo. Teve-se o cuidado de evitar retirar materiais superficiais ou aqueles da superfície dos taludes, expostos diretamente aos agentes intempéricos. Procurou-se evitar também raízes dos vegetais, embora estas ocorram até cerca de 3,0m de profundidade.

Todas as amostras foram retiradas bem acima do lençol freático.

O transporte foi feito em sacos plásticos de 60kg de capacidade, na umidade natural.

O solo foi espalhado em bandejas de grande capacidade ($0,8 \text{ m}^2$) e secos ao ar em ambiente protegido. Nestas condições o solo arenoso fino atingiu a umidade de equilíbrio de 0,6%.

Nesta umidade o solo foi destorroado mecanicamente e porções de 6,0 kg foram acondicionados, em sacos plásticos fechados.

Para a caracterização dos solos foram realizados os seguintes ensaios:

- limite de plasticidade
- limite de liquidez
- granulometria por peneiramento e alguns por sedimentação
- massa específica real dos grãos.

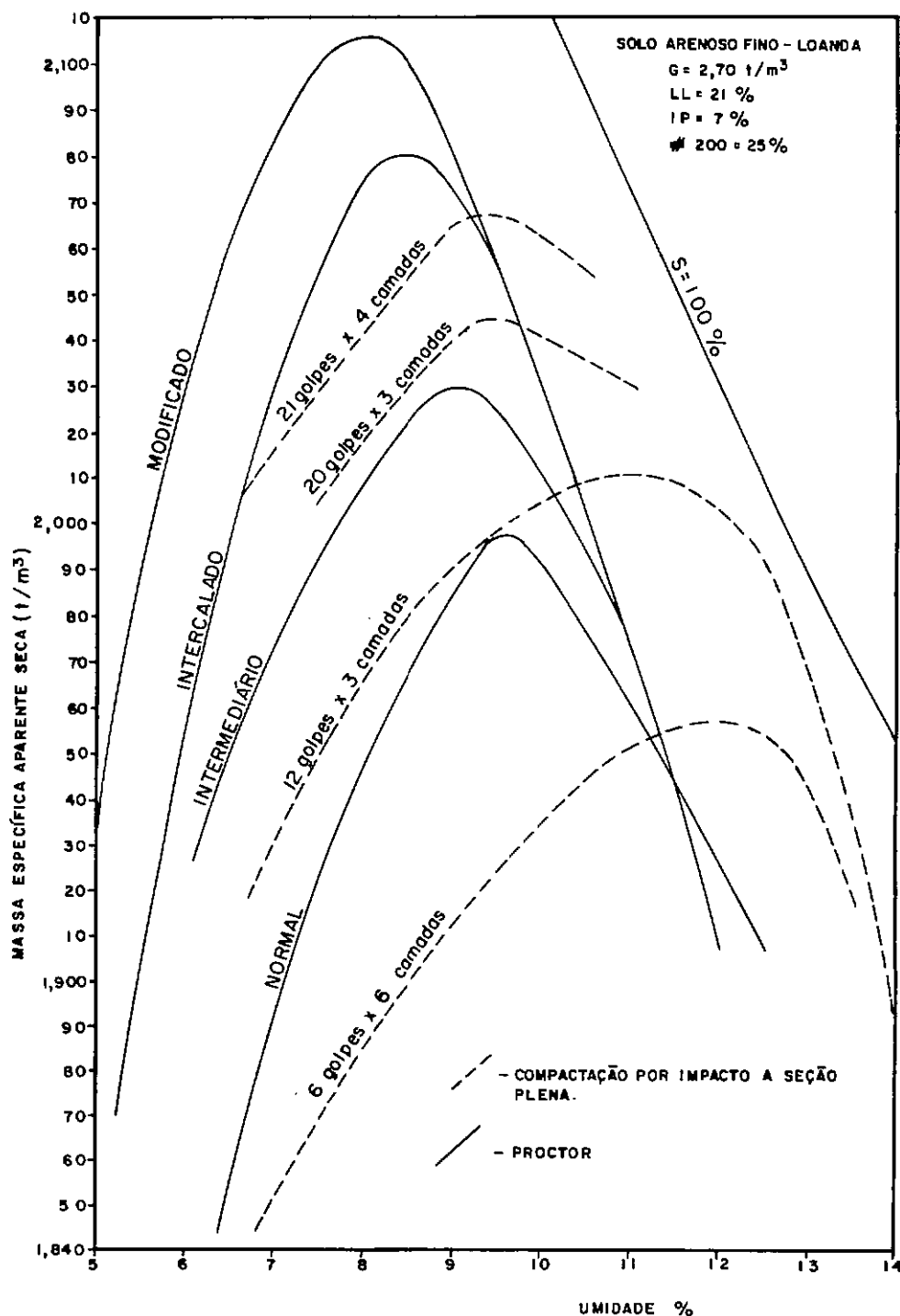


FIG.III-8-CURVAS DE COMPACTAÇÃO DOS S.A.F.-MÉTODOS DE IMPACTO EM SEÇÃO PLENA E PROCTOR.

Os resultados desses ensaios estão a apresentados na tabela III-2.

TABELA III-2 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ENSAIADOS

SOLO	ORIGEM	PENEIRAMENTO			SEDIMENTAÇÃO		LL	IP	MASSA ESPEC REAL DOS GRÃOS t/m ³
		% passando			5 μ	2 μ			
		40	100	200	%	%	%	%	
Are no So Fino	Umuarama			27			19	6	2,67
	Umuarama			26			21	8	2,67
	Fco.Alves			42			28	13	2,66
	Sta Fé			33		21	24	12	2,66
	Loanda	97	50	25	13	12	21	7	2,70

B) Ensaio de ISC

Adicionou-se suficiente água às amostras secas de 6,0 kg para deixá-las em umidades previamente es colhidas. Depois de permanecerem em repouso por 24 horas em ca mara úmida, foram compactadas por impacto em moldes do tipo CBR com 15,24cm de diâmetro e 12,7cm de altura e soquetes de 2,27 kg e 4,54kg e alturas de queda de 0,305m e 0,457m respectivamente. O resumo das características de compactação está a apresentado na tabela III-3.

TABELA III-3-CARACTERÍSTICAS DA COMPACTAÇÃO POR IMPACTO.

ORIGEM DO SOLO	VOLUME DO MOL DE m ³	Nº DE CAMADAS	Nº DE GOLPES	PESO DO SOQUETE kg	ALTURA DE QUEDA m	ENERGIA NOMINAL kg-m/m ³
LOANDA	0,00232	5	38	2,27	0,305	56700
			25	4,54	0,457	111800
			40	4,54	0,457	178900
			56	4,54	0,457	250400
OUTROS SOLOS DA TABELA III-2	0,00232	5	16			71500
			27			120700
			38	4,54	0,457	169900
			49			219100
			60			268300

Para cada energia escolhida compactaram-se, no mínimo, 10 corpos de prova, sendo dois para cada umidade previamente determinada.

Para o solo de Loanda seguiu-se a seguinte sistemática de ensaios de CBR;

- 1º) Permitiu-se que um dos corpos de prova, correspondentes a uma determinada energia de compactação e umidade, permanecesse em repouso durante 15 minutos. Após o repouso o C.P. foi levado à prensa, na posição em que foi moldado (face razada para cima) e carregado com anéis circulares com orifício central com peso total de 4,5 kg. Foram então penetrados (pistão padrão) na velocidade normal do ensaio ISC (1,27mm/min). Anotaram-se as leituras do extensômetro do anel para as penetrações de: 0,63 ; 1,27; 1,90; 2,54; 3,81; 5,08; 7,62; 10,16 e 12,70mm. Em todos os casos em que não houve rutura (queda abrupta da leitura no extensômetro de carga) o ensaio teve a duração de 10 minutos.

Uma vez terminado o ensaio no fundo do corpo de prova, o cilindro foi virado, retirado o disco espaçador, e foi realizado nova penetração na face normal do ensaio de CBR, com a mesma metodologia já descrita acima.

- 2º) O segundo corpo de prova, da mesma energia e umidade de corpo da fase 1 foi imerso em água por quatro dias para a realização do ensaio ISC padrão com a dupla penetração.
- 3º) Os outros solos da tabela III-2, compactados em diversas energias e umidades sofreram tratamento diferente. Após a compactação foram imersos n'água e penetrados após 4 dias apenas no topo, isto é, na forma padrão do ensaio ISC.

Em todos os casos a expansão (c.þ. imersos) foi irrelevante, não sendo apresentados os resultados nesse trabalho.

C) Dificuldades no cálculo do ISC

Os cálculos para a determinação da curva de compactação foram realizados pela via normal e não apresentaram dificuldades.

A determinação dos valores de ISC no entanto apresenta várias dificuldades, no ramo seco para as energias mais elevadas e no ramo úmido para todas as energias.

i) Ramo Seco

- 1º) Em energias mais elevadas, houve, em vários casos, ruptura antes de ser atingida a penetração de 2,54mm.
- 2º) A curva carga x penetração, de comportante bastante abrupto, atingiu o ponto de ruptura após a penetração de 2,54mm, mas antes de atingir 5,08mm.

No primeiro caso, embora as normas consultadas (DNER, AASHTO, ASTM, INST.ASFALTO e BSI) não façam referência, o valor de ISC poderia ser calculado, comparando-se o valor obtido no ponto de ruptura com a curva básica padrão da definição do ensaio. Infelizmente a curva básica somente apresenta valores de carga após a penetração de 2,54mm e a interpolação entre 2,54mm e zero somente pode ser feita de forma linear ou através de uma linha que acompanha a curvatura linha básica padrão (Figura III-9).

De qualquer forma o resultado pode variar de 6,5% para penetrações de 2,0mm até 50% para a penetração de 1,0mm. Este fato pode levar a distorções na curva ISC x umidade e consequentemente nas curvas de iso-ISC.

No segundo caso a curva penetração x carga segue uma trajetória com uma tangente bastante elevada ultrapassa a penetração de 2,54mm e o rompimento se dá antes de ser atingida a penetração de 5,08mm.

Caso a curva tivesse continuado com a mesma declividade até atingir 5,08mm o valor do ISC seria calculado nesse ponto por comparação com a curva padrão. Uma vez que o bom senso não indica que se criem curvas de tensão x deformação onde não hajam pontos, o ISC deverá ser calculado na penetração de 2,54mm.

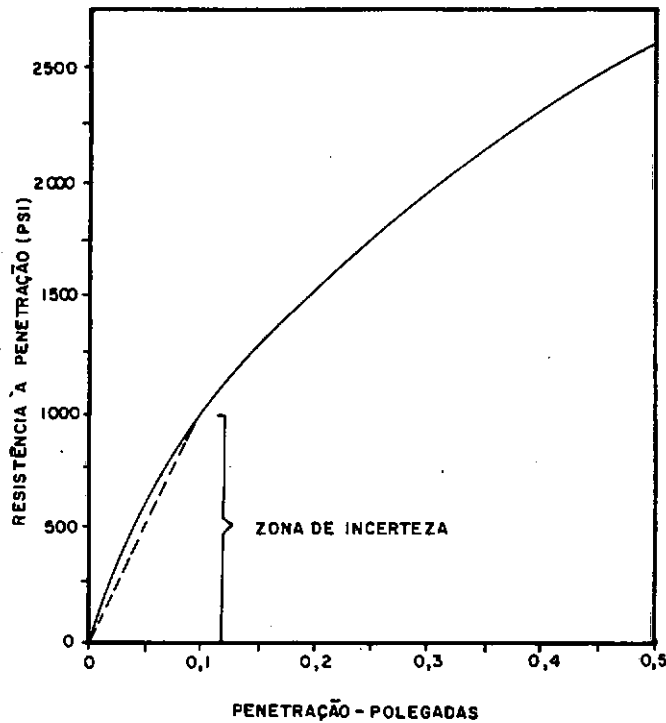


FIG.III-9 - CURVA PADRÃO PARA ENSAIO DE I.S.C.

Tal expediente quase sempre cria distorções nas curvas ISC x umidade e iso-ISC.

ii) Ramo Úmido

Todos os organismos internacionais normalizadores reconhecem dois tipos diversos de correções do início das curvas carga x penetração do ensaio ISC. A primeira diz respeito aos problemas de assentamento irregular e de verticalidade do pistão.

A segunda correção inicial se refere a uma "concavidade para cima" do início da curva.

A figura III-10 (ASTM,12) mostra os tipos de correção.

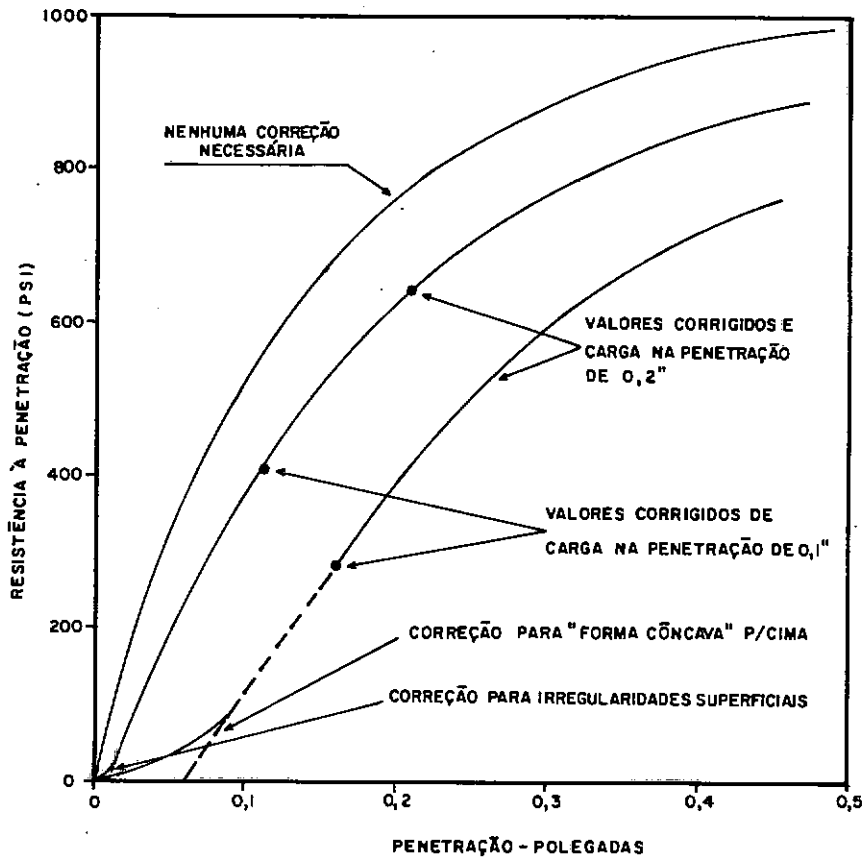


FIG.III-10 - CORREÇÃO DAS CURVAS CARGA x PENETRAÇÃO

Quanto a "irregularidade superficiais" não são necessárias discussões. No entanto a "forma côncava para cima" necessitaria de uma explicação mais elaborada que não será discutida nesse trabalho.

A figura III-11 mostra um caso extremo de "forma côncava para cima", onde não aparece a reversão da curva carga x penetração. Nesses casos não fica definida uma tangente inicial e podem ser determinadas mas do que uma correção na amplitude normal do ensaio (penetração de 12,7mm). Infelizmente estes casos são mais a regra do que exceção no caso dos corpos de prova do ramo úmido de todos os materiais ensaiados.

Como solução provisória para o problema aptou-se pela não correção dessas curvas, calculando-se o valor de ISC na penetração de 5,08mm e comparando-se o resultado com a curva padrão (Fig.III-9).

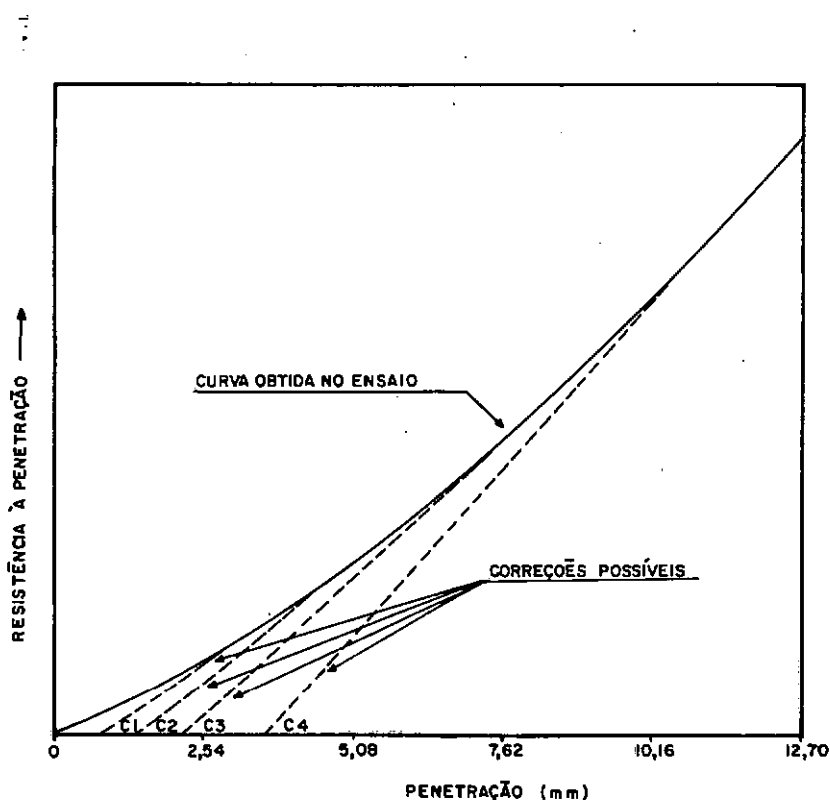


FIG.III-11 - COMPORTAMENTO DAS CURVAS DE ISC NO RAMO ÚMIDO DOS SOLOS ARENOSOS FINOS.

Em funções das dificuldades de interpretação dos resultados do teste de ISC parecem úteis as recomendações de HIGHT & ETEVENS (13), embora se refiram a outras dificuldades interpretativas. Dizem esses autores que quando se analisam ensaios de ISC deve-se considerar as curvas inteiras da resistência x penetração como um parâmetro mais representativo do que o valor de ISC tomado no ponto de 2,54mm de penetração. Acrescentam ainda que quando se comparam solos com o mesmo valor de ISC, deve-se dar preferência aqueles solos que apresentarem curvas de carga x penetração mais próximas à vertical pois isto reflete maior rigidez do material.

D) Resultados obtidos e conclusões

Os resultados obtidos com os diversos solos arenosos finos, estão apresentados nas figuras III-12 a III-16 na forma de gráficos de iso-ISC e nas figuras III-17 e III-18.

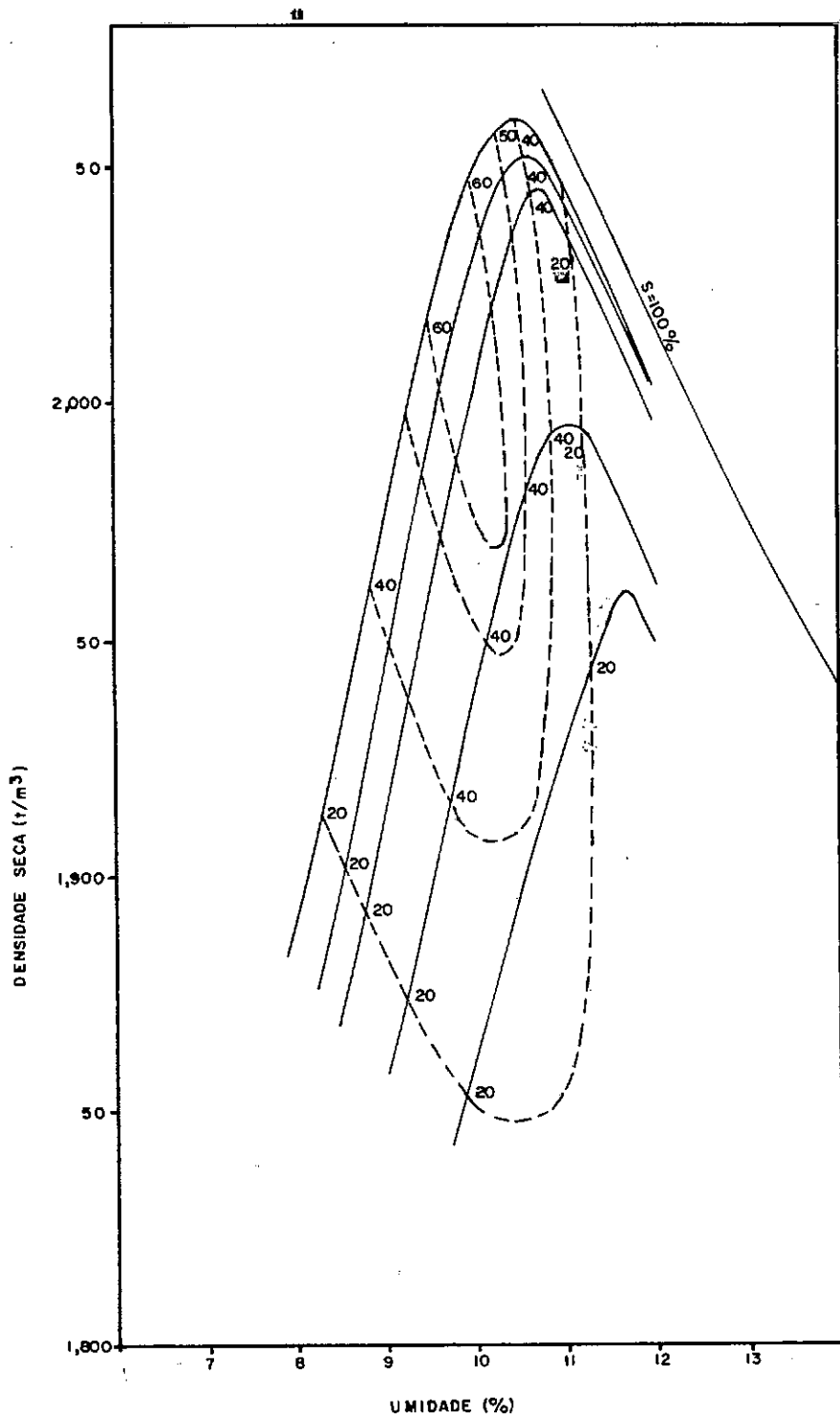


FIG.III-12- SOLO ARENOSO FINO - J-OI - SANTA FÉ - PR

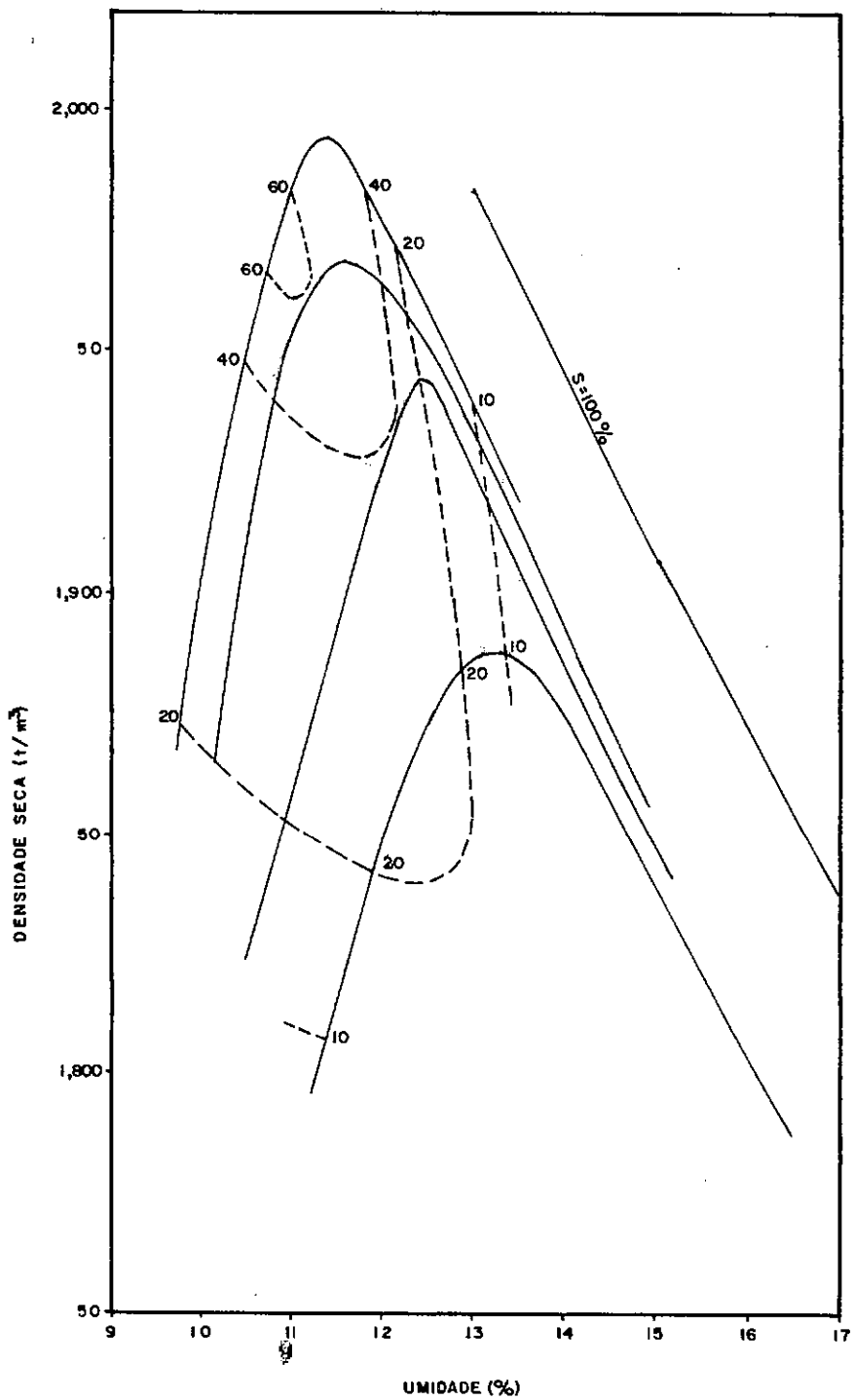


FIG-III - 13 - SOLO ARENOSO FINO - FRANCISCO ALVES - PR

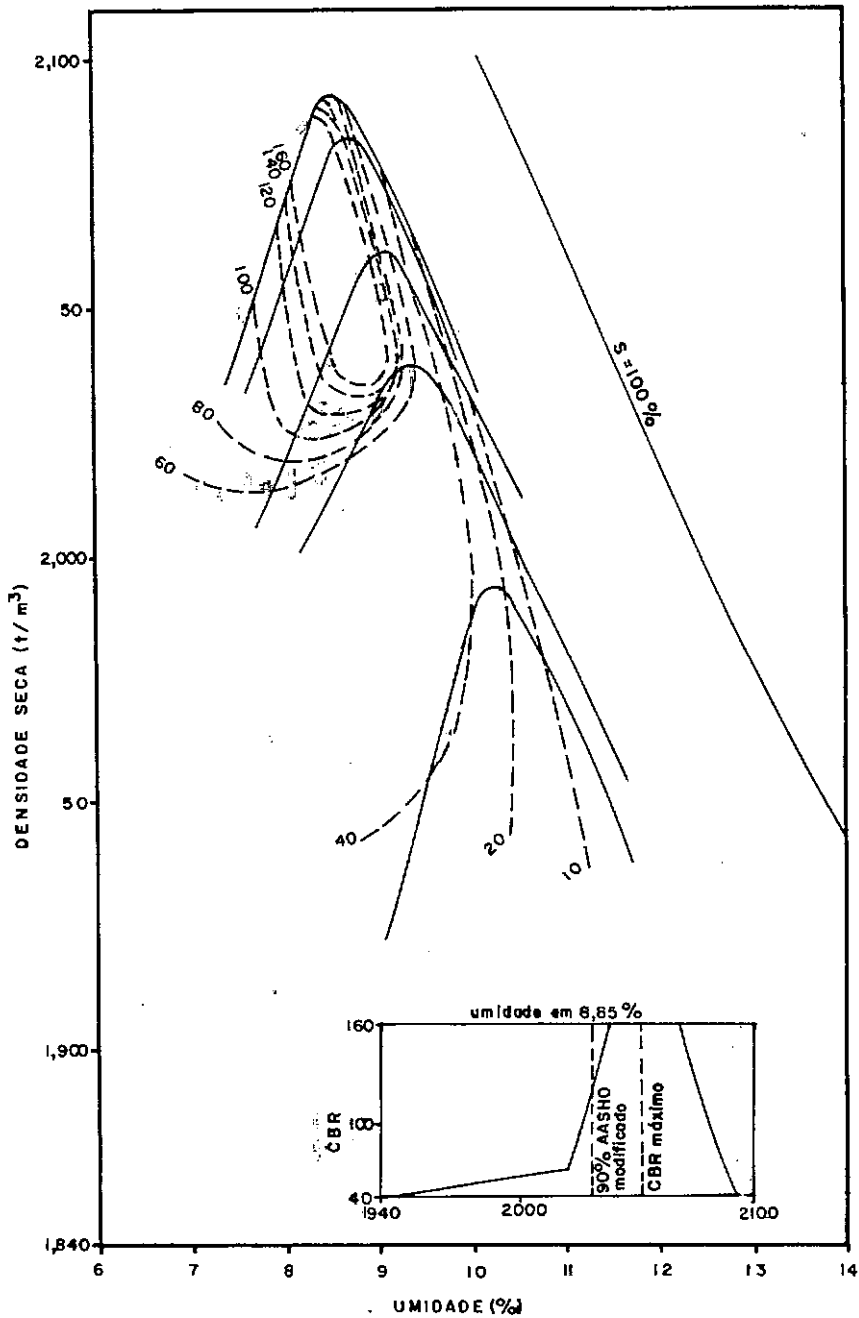


FIG. III-14 - SOLO ARENOSO FINO - J-OI - UMUARAMA - MARILUZ - PR

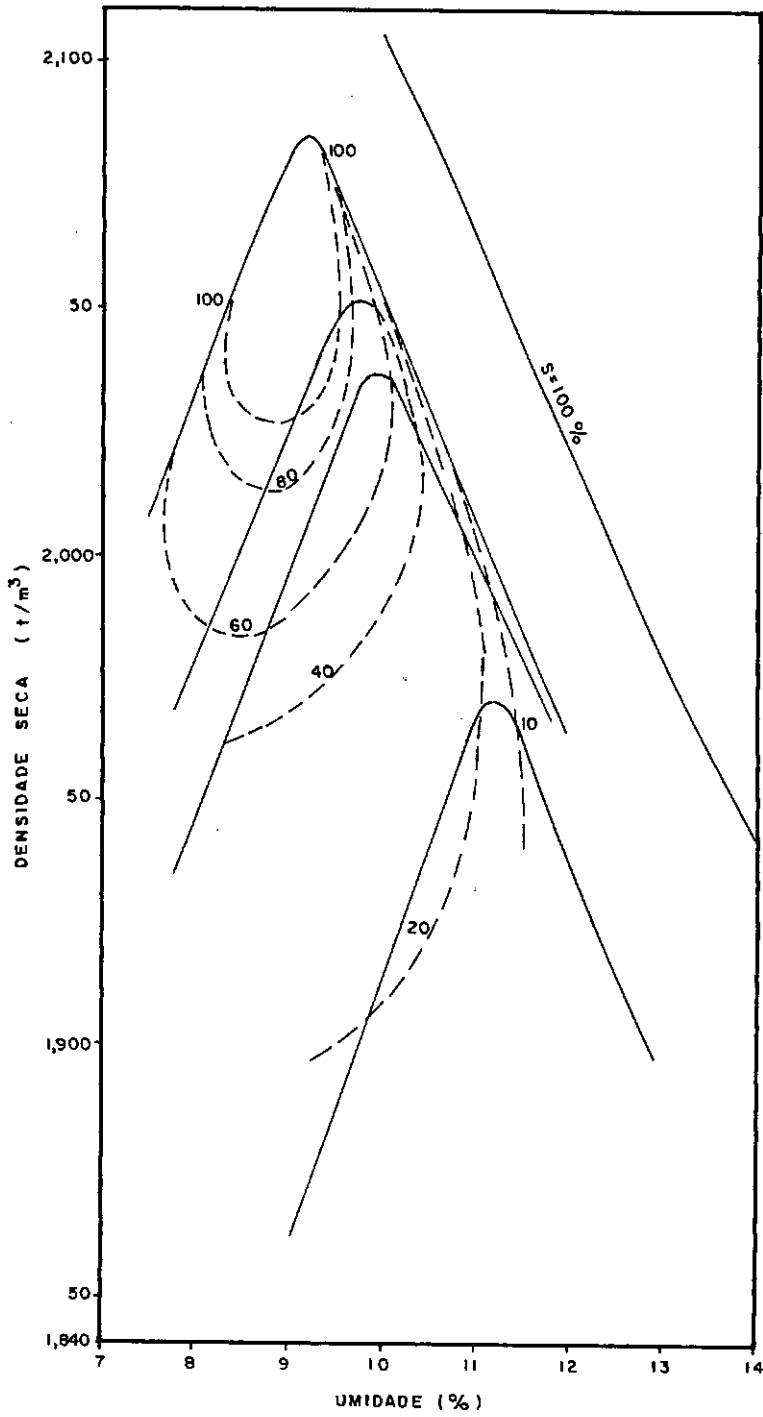


FIG. III -15 - SOLO ARENOSO FINO - J-02 - UMUARAMA - MARILUZ - PR

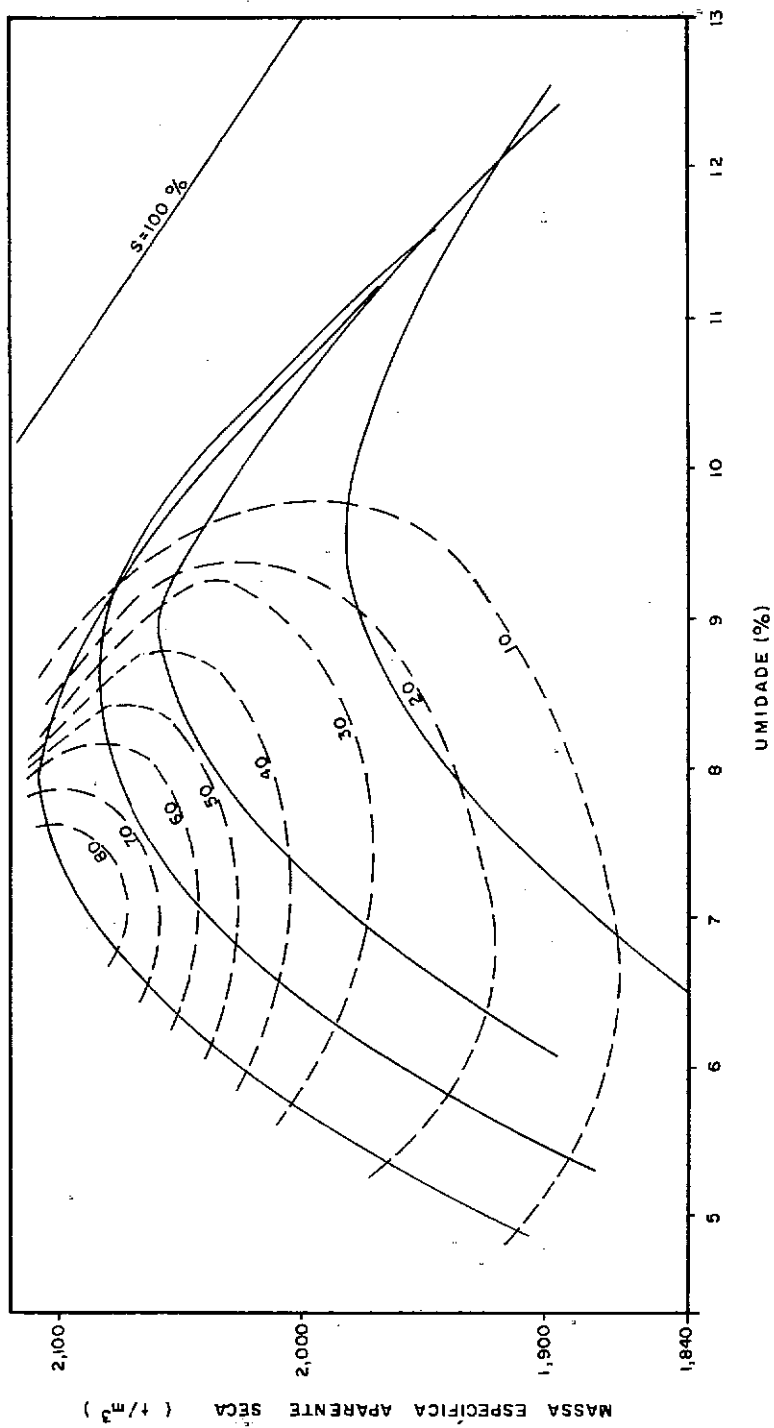


FIG. III - 16 - SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA - PR

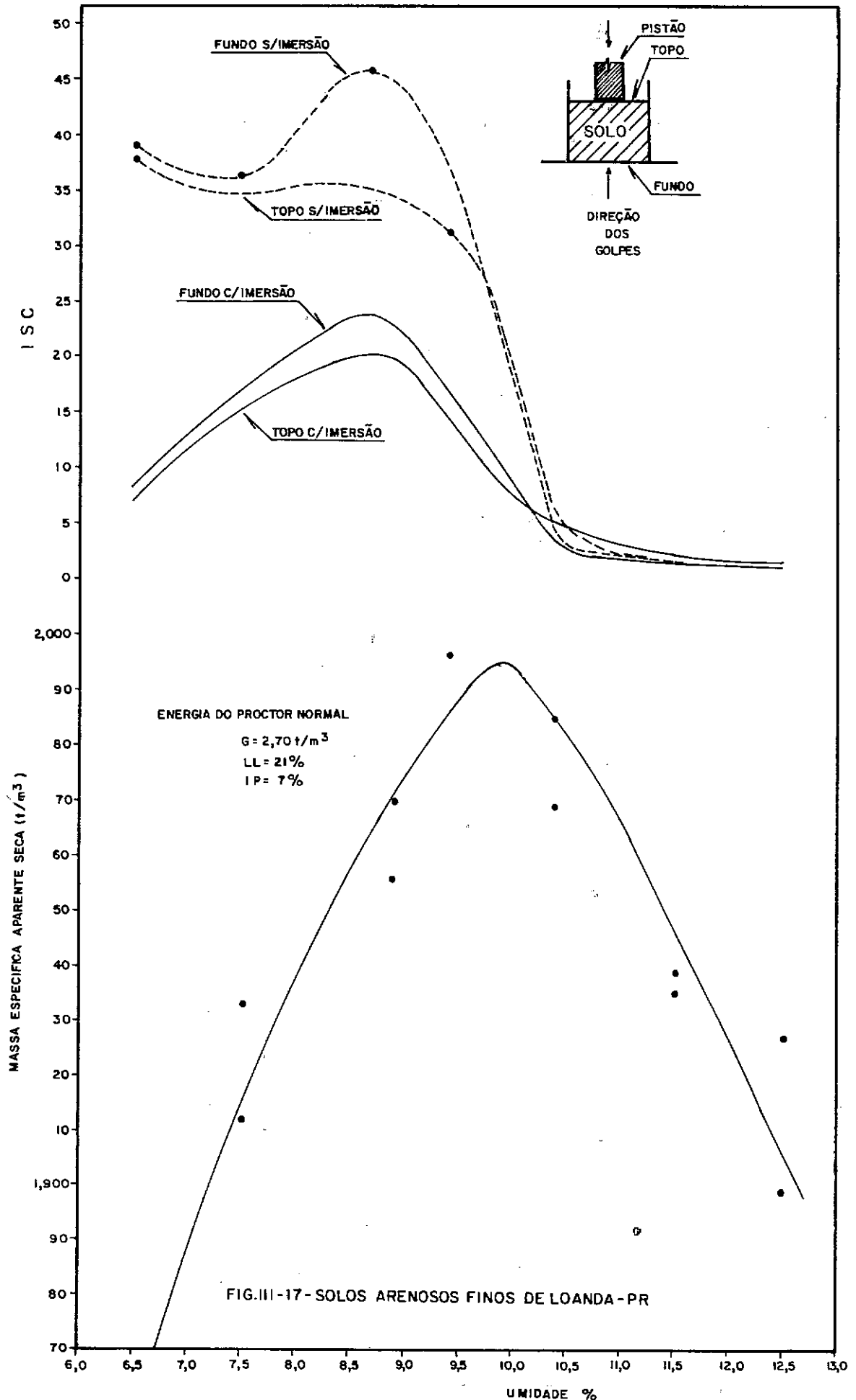
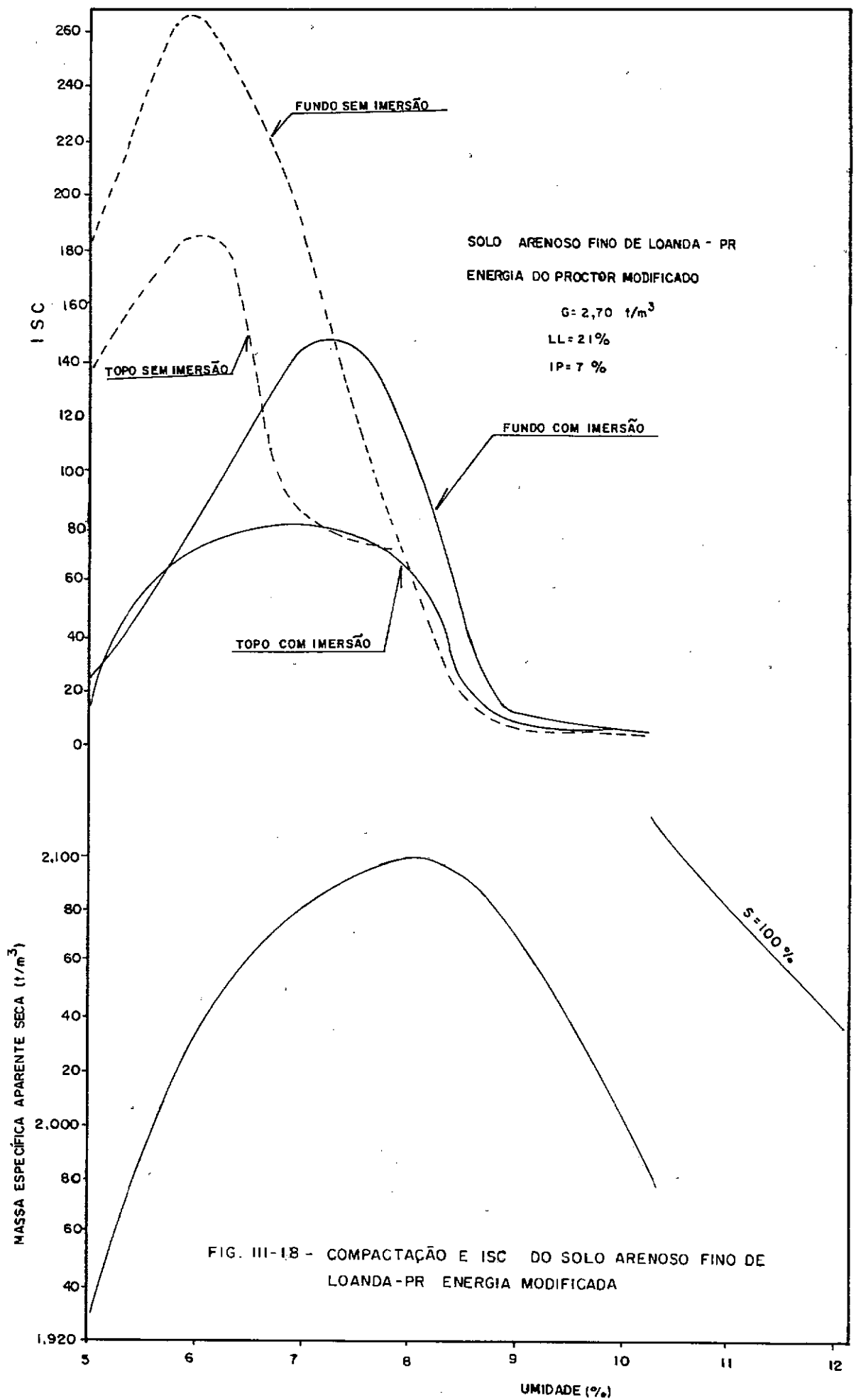


FIG.III-17- SOLOS ARENOSOS FINOS DE LOANDA-PR



Nas cartas de iso-ISC detetaram-se certas regularidades, tomando possível correlacionar ISC, massa específica aparente seca e umidade. Estas características, no entanto, são peculiaridades de cada solo.

O conhecimento prévio da lei que correlaciona as grandezas em questão, possibilitaria ao projetista e aos executores das obras prever o ISC do solo para toda uma grama possível de umidades e densidades secas passíveis de serem obtidas para o solo, facultando assim uma melhor visualização dos limites de trabalho, tendências e possibilidade de controle.

A análise das curvas de iso-ISC das figuras mostra que as regiões de maiores valores de ISC encontram-se localizadas nos ramos secos das curvas de compactação.

Uma vez que este tipo de solo não tem problemas de expansão, torna-se mais interessante que compactação de campo seja realizada o mais próximo possível da umidade em que a resistência (ISC) seja a máxima. Tal constatação, no entanto, esbarra na dificuldade prática de tal procedimento. A compactação de campo dos SAF é muito demorada e onerosa em umidades abaixo da ótima. A pesquisa dos métodos de compactação de campo desses solos deverá ser a resposta para esse problema.

Além dessa conclusão de caráter mais geral, baseados nas figuras III-12 a 16, as figuras III-17 e 18 mostram com clareza a impossibilidade de se usar as duas faces planas dos corpos de prova para duplicar os resultados de um único teste. As diferenças são demasiado grandes entre os valores de ISC do topo e fundo das amostras para poderem ter alguma utilidade prática. Observa-se também que os resultados de fundo (face rasada) são maiores do que os de topo (face tradicional). Uma vez que o topo do corpo de prova é a parte inferior durante a compactação, ele, indiretamente recebe o maior número de golpes e portanto, poderia atingir densidade mais elevada (na mesma umidade) e eventualmente baixar sua resistência.

A própria observação das curvas de iso-ISC mostradas indica como isso ocorre. Se se observar na figura III-16, na umidade de 9% verifica-se que com densidade de $1,965 \text{ t/m}^3$ o ISC encontrado é de 20%; se no entanto aumenta-se a densidade para $2,080 \text{ t/m}^3$ o ISC não será maior do que

15%. Claro que esta explicação vale para algumas regiões do gráfico e não em outras e portanto a explicação não é geral para todas as umidades. Como se verá quando se tratar das argilas vermelhas de basalto, os fatos são exatamente opostos aos relatados aqui.

O ensaio de ISC foi criado com a finalidade de reproduzir em laboratório as condições do ensaio de agulha, anteriormente utilizado no campo para aquilatar as propriedades das camadas dos pavimentos. Da forma com que ele é realizado hoje em dia, com imersão de quatro dias e procedimento padrão de carregamento, o ensaio não reproduz as condições de penetração no campo e muito menos as condições reais de carregamento.

O ensaio de ISC tornou-se um ensaio classificatório, da mesma forma que o ensaio de limite de liquidez ou plasticidade. Através de procedimentos teóricos, eventualmente, poderia fornecer os parâmetros da resistência de pouca utilização prática em pavimentação.

2.1.6) CARACTERÍSTICAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO SOB CARGA REPETIDA DOS S.A.F.

Os ensaios triaxiais de carga repetida do solo arenoso fino de Loanda foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia (COPPE-UFRJ) no Rio de Janeiro.

O equipamento utilizado foi do tipo pneumático com pressão confinante produzida por ar comprimido.

A descrição pormenorizada do equipamento utilizado pode ser encontrada em trabalho de MEDINA e PREUSSLER(14).

A) Preparação dos Corpos de Prova

Os corpos de prova foram preparados por compactação dinâmica em seção plena (C.S.PINTO) em moldes de 5,0cm de diâmetro e 10,35cm de altura.

As características de compactação utilizadas encontram-se resumidas na tabela III-4.

TABELA III-4 - COMPACTAÇÃO EM SEÇÃO PLENA

VOLUME DO MOLDE: $0,000203\text{m}^3$

MASSA DO SOQUETE: 2,244 kg

ALTURA DE QUEDA : 0,305m

SOLO	ORIGEM	Nº DE GOLPES	Nº DE CAMADAS	ENERGIA NOMINAL $\frac{\text{km m}}{\text{m}^3}$
SOLO ARE		6	3	60700
NOSO FI-	LOANDA (PR)	12	3	121900
NO DE		20	3	202300
LOANDA		21	4	283200

O material, na umidade de equilíbrio ao ar, foi homogeneizado e acrescentaram-se quantidades de água previamente estabelecidas. O material embalado em sacos plásticos foi deixado em repouso no mínimo 24 horas antes de ser compactado.

Uma vez compactados, os corpos de prova foram medidos, pesados e acondicionados em sacos plásticos duplos nos quais fez-se vácuo parcial com bomba de sucção. Normalmente as embalagens eram levadas à câmara úmida por 24 horas antes do ensaio triaxial repetido.

A compactação dinâmica em seção plena, provavelmente, não chega a destruir completamente a estrutura floclada dos solos argilosos naturais, mesmo em umidades acima da ótima.

No entanto, observações do INSTITUTO DO ASFALTO (15) indicam que se as condições de compactação no campo forem realizadas em teor de umidade correspondente a menos do que 80% do teor de umidade de saturação e o teor de umidade do solo em serviço permanecer menor do que o valor de 80% da saturação, então, qualquer um dos procedimentos de compacta

ção, impacto, giratório, amassamento ou estático poderão ser usados para simular as condições em serviço.

Na maior parte das vezes o solo arenoso fino é compactado no campo em umidades próximas da ótima ou levemente acima. Nessas condições o grau de saturação raramente atinge o valor de 80%.

A segunda condição: permanecer em serviço com umidades abaixo de 80% da saturação é a regra nos solos arenosos finos e da maioria dos solos da zona tropical no Estado do Paraná.

Sob tais condições, acredita-se que a compactação por impacto em seção plena possa reproduzir, pelo menos aproximadamente, as condições em serviço.

Os resultados da compactação por impacto em seção plena estão apresentados na figura III-8 juntamente com os resultados da compactação do tipo Proctor do mesmo solo.

B) Quantidade de Corpos de Prova Ensaaiados.

Foram ensaiados no mínimo 4 e no máximo 6 corpos de prova de umidades diferentes para cada energia de compactação utilizada. Dessa forma ensaiaram-se 21 corpos de prova do solo arenoso fino de Loanda.

C) Sequência de Carregamentos.

Uma vez montados na câmara triaxial, com LVDT's no terço médio dos corpos de prova, era iniciada a fase de condicionamento do solo.

A sequência de carregamento dessa fase foi a seguinte:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0,70 \text{ kgf/cm}^2 \\ &200 \text{ aplicações de } \sigma_d = 0,84/\text{cm}^2 \\ &200 \text{ aplicações de } \sigma_d = 1,52 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_c &= 1,05 \text{ kgf/cm}^2 \\ &200 \text{ aplicações de } \sigma_d = 1,63 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Nessa fase não foram realizados regis

tros de deformação.

O ensaio com registro de deformações foi realizado com a seguinte sequência de carregamento (Tabela III-5):

TABELA III-5- SEQUÊNCIA DE CARREGAMENTO DO S.A.F.
DE LOANDA - TRIAXIAL REPETIDO

PRESSÃO DE CONFINAMENTO kgf/cm ²	TENSÃO DESVIO kgf/cm ²
	0,295
0,21	0,565
	0,733
	1,040
	0,565
0,42	0,733
	1,040
	1,440
	0,733
0,70	1,040
	1,440
	1,630
	1,230
1,05	1,440
	1,630
1,55	1,630

O tempo total de aplicação de carga durou 0,14s, sendo que 0,02s foi o tempo em que a carga máxima foi mantida constante. O tempo de descarregamento durou 0,06 segundos. A frequência de aplicação de carga foi de aproximadamente um pulso por segundo.

D) Resultados Obtidos e Conclusões

As tabelas III-6, 7, 8 e 9 mostram os valores do módulo de resiliência do solo arenoso fino de Loan-da para cada par de condições de tensão confinante e tensão desvio.

A análise das tabelas apresentadas mostra grande variação dos resultados e algumas discrepâncias patentes.

Assim, não foi possível traçar curvas de variação de módulo com a variação da umidade e/ou densidade que apresentassem um formato consistente. É possível, no entanto, adiantar alguns resultados que já estão vastamente registrados na bibliografia, como por exemplo, a diminuição dos módulos com o aumento da umidade de compactação do corpo de prova.

Outro resultado aparente, de uma forma geral, é a diminuição do módulo com o aumento de densidade com umidade constante, a partir da umidade ótima de energia mais baixa.

Esse resultado era esperado uma vez que o aumento de energia em uma umidade constante conduz o solo para o ramo úmido da energia superior e portanto para um estado de estrutura mais dispersa. A mesma observação aplica-se também aos resultados de ISC para praticamente todos os solos compactados.

A inconsistência geral encontrada nos resultados entre os diversos corpos de prova foi causada, provavelmente pela dificuldade em obterem-se boas curvas de compactação com o método empregado. A pesquisa do comportamento dos solos arenosos finos sob carga repetida foi apenas iniciada e deve continuar, buscando-se obter corpos de prova que melhor representem o comportamento do solo para o método de compactação empregado.

Não levando em consideração as discrepâncias apontadas, a análise separada de cada um dos corpos de prova mostra um resultado interessante: o comportamento híbrido do solo arenoso fino.

A idéia de que o comportamento resiliente dos materiais granulares depende do nível de tensões a

que está submetido foi originada, segundo CHOU(16) na Universidade de Grenoble na França com a tese de doutorado de BIAREZ em 1962 e na tese de doutorado de MITRY da Universidade da Califórnia em 1964. De acordo com Biarez o módulo resiliente dos materiais granulares seria regido por:

$$M_r = K_1 \sigma_m^{K_2} \dots \dots \dots (III-1)$$

onde

M_r é o módulo resiliente

σ_m é a tensão octaédrica ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)/3

K_1 e K_2 constantes determinadas nos ensaios

Mitry em 1964 sugeriu o uso da equação (2), onde o módulo resiliente poderia ser regido também por:

$$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2} \dots \dots \dots (III-2)$$

onde σ_3 é a tensão principal menor e os outros símbolos tem significado conhecido.

Segundo SEED (17), nos materiais argilosos o módulo resiliente seria regido pela tensão desvio e seria insensível à tensão confinante.

O modelo simplificado de M_r para solos coesivos foi desenvolvido por M.Wang, (apud CHOU,17) na Universidade da Califórnia em 1968 e apresenta a forma conhecida:

$$\begin{aligned} M_r &= K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < K_1 \\ M_r &= K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \text{ para } \sigma_d > K_1 \end{aligned} \dots \dots (III-3)$$

onde

K_1 , K_2 , K_3 e K_4 são constantes determinadas no ensaio e

σ_d a tensão desvio.

As equações (1) a (3) são utilizadas em programas de elementos finitos para resolver problemas de tensões e deformações em sistemas de camadas.

MEDINA e PREUSSLER (14) tem encontrado boa concordância entre estas equações e o comportamento dos solos brasileiros, sejam eles tipicamente tropicais ou não.

O solo arenoso fino ensaiado, entre - tanto, não se comportou conforme as equações sejam de Biarez , Mitry ou Wang. A dispersão dos resultados para um mesmo corpo de prova demonstrou que o comportamento desse solos é regido por uma equação onde σ_d e σ_3 deverão estar representados.

As figuras III-19 e 20 mostram dois gráficos onde o primeiro representa o solo de Loanda de acordo com o modelo da equação (2) e o segundo da equação (3).

A análise de diversas outras figuras semelhantes as duas mostradas conduz à crença de que uma equação do tipo:

$$M_r = f(\sigma_3, \sigma_d)$$

poderia ser mais efetiva como modelo para o solo arenoso fino. A equação desse tipo, proposta aqui seria:

$$\begin{aligned} M_r &= [K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)] \sigma_3^{K_5} \quad \text{para } \sigma_d < K_1 \\ M_r &= [K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)] \sigma_3^{K_5} \quad \text{para } \sigma_d > K_1 \end{aligned} \quad \text{..(III-4)}$$

A utilização dessas equações significa a adoção do modelo simplificado apresentado na figura III-21.

A relação proposta aqui deve ser entendida como exclusiva para o solo ensaiado. Outros solos mesmo tipo e de localidade diferentes deverão ser ensaiados antes de se propor um modelo definitivo para os solos arenosos finos.

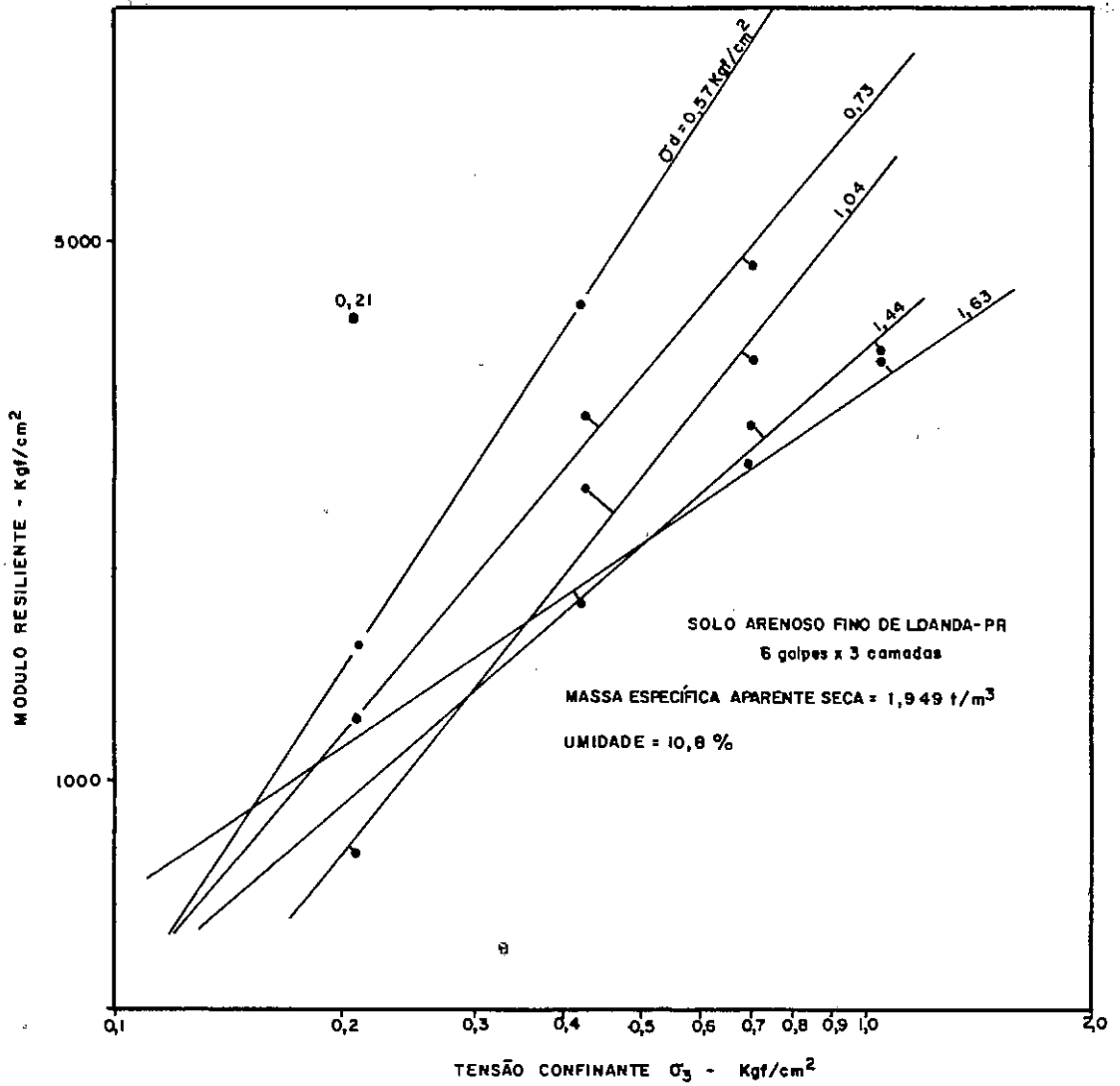


FIG.III-19- COMPORTAMENTO ARENOSO DE SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA-PR

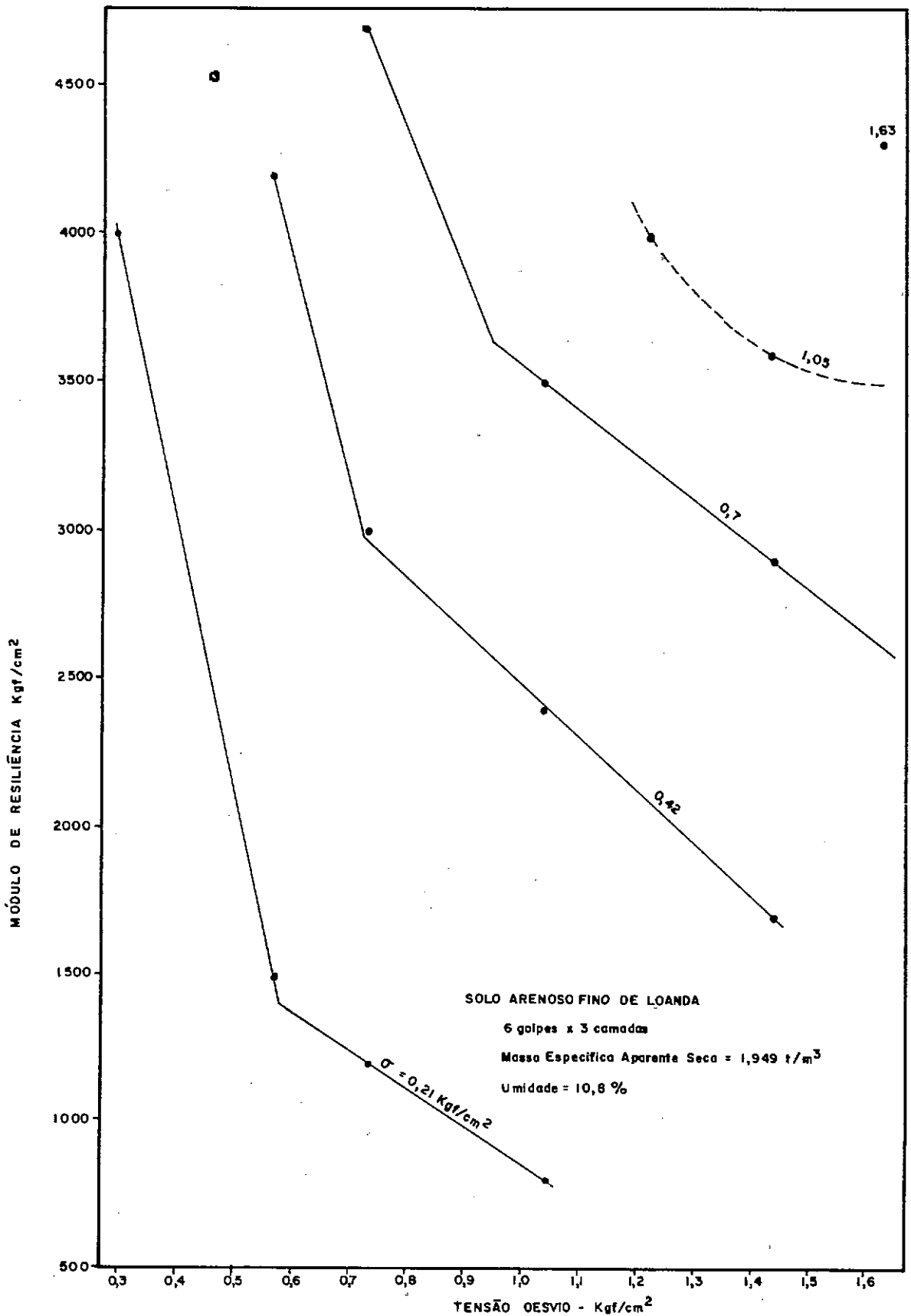


FIG. III- 20 - COMPORTAMENTO ARGILOSO DO SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA-PR.

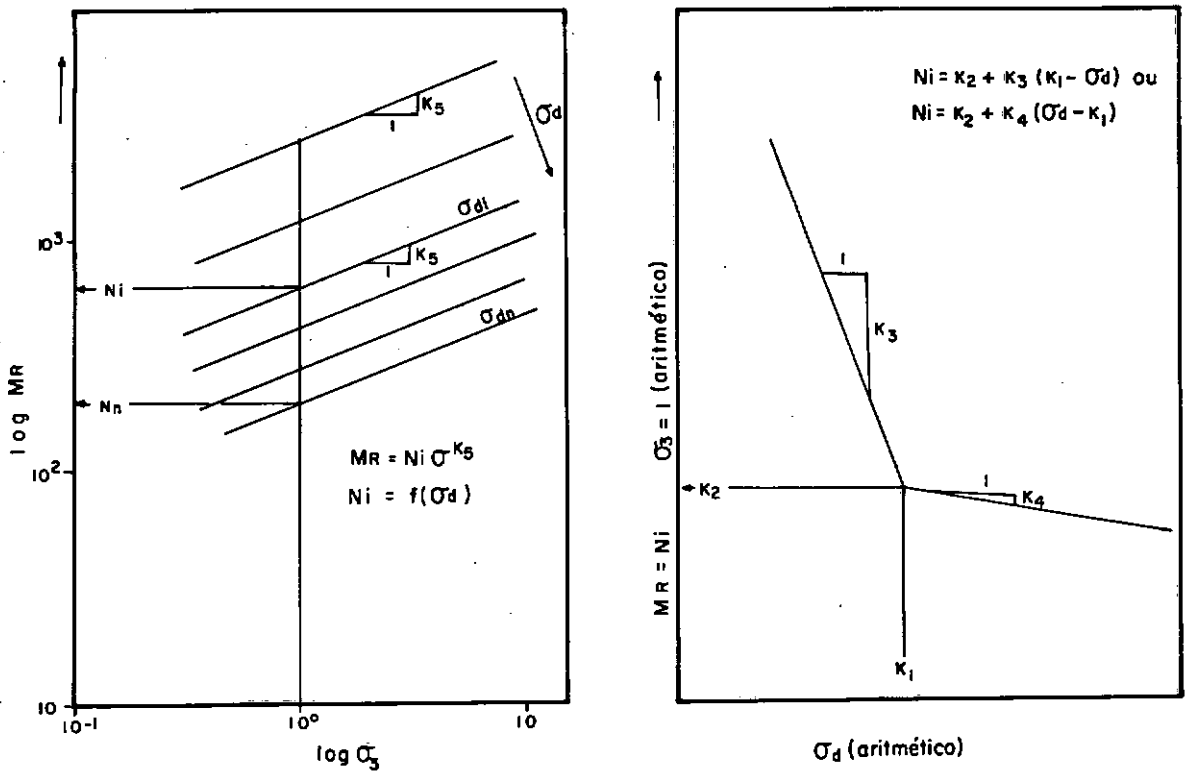


FIG.III-21- MODELO SIMPLIFICADO PARA O SOLO ARENOSO FINO, COM CINCO CONSTANTES.

2.1.7) RELAÇÕES ENTRE ISC e Mr

A primeira notícia de tentativa de correlacionar o valor de ISC, não com o módulo de resiliência, mas com a resposta elástica dos materiais, é a conhecida correlação de MIDDLEBROOKS e BERTRAM (19) entre as curvas de Califórnia de 1929 e 1942 e as tensões cizalhantes máximas sob cargas circulares. Esta correlação já foi suficientemente discutida na dissertação de mestrado de CARIN (ref.11 do capítulo II).

Com a popularização da teoria de duas camadas de BURMISTER (20) e a sua posterior extensão a três camadas, as relações modulares passaram a ordem do dia. Uma vez entretanto que módulos são mais complicados de se obter do que ISC e que, geralmente os laboratórios de pavimentação possuíam (e ainda possuem) prensas de ISC mas não células tria -

xiais de carga repetida, os pesquisadores mais avançados, procurando ganhar adeptos, não puderam fugir à tentativa óbvia de correlacionar aquilo que é apenas longinquamente correlacionável. O recente artigo de HIGHT e STEVENS (13) lança luzes sobre esta questão, mostrando, através da teoria, que tal relação dificilmente existiria e que é mais efetiva a tentativa de previsão de módulo pela análise de toda a curva carga x penetração do que através de um simples ponto da mesma curva.

No entanto, instituições respeitáveis, como a SHELL (20), THE ASPHALT INSTITUTE (21) e o Waterways Experiment Station (22) além de outras ainda conservam a clássicas correlações:

$$(E^*) = 1500 \text{ (ISC) (em psi) - SHELL e TAI}$$

$$(E^*) = 5409 \text{ (ISC)}^{0,711} \text{ (em psi) - WES}$$

No presente caso, a tentativa de correlacionar ISC com módulo de resiliência do solo arenoso fino de Loanda esbarrou em três dificuldades, a saber:

- 1) a complexidade das relações módulo x tensões,
- 2) a diferença de método de compactação entre os corpos de prova para o ISC e para o ensaio triaxial repetido e
- 3) a variabilidade dos resultados obtidos para os ensaios triaxiais.

Essas dificuldades, já discutidas anteriormente, impediram qualquer tentativa de correlação entre módulo resiliente e ISC para o referido solo.

2.2) ARGILAS VERMELHAS DO BASALTO (A.V.B.)

Conhece-se por esse nome, no Estado do Paraná, um solo fino de cor vermelha escura, de grande espessura, com horizontes mal definidos e que ocorre sobre a rocha mãe basáltica. Diferentemente dos solos arenosos finos, os produtos de alteração dos basaltos apresentam nos 110000 km² de sua área de ocorrência uma grande heterogeneidade. Esta heterogeneidade está mais localizada no grau de alteração do que nas características dos produtos finais do intemperismo.

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍ- FICA APARENTE SECA 1/m³	TABELA III - 6															
			SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA															
			MÓDULO RESILIENTE - kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²				0,42				0,703				1,06		1,55	
			TENSÃO DESVIO - kgf/cm²															
			0,295	0,565	0,732	1,040	0,565	0,732	1,040	1,441	0,732	1,040	1,441	1,630	1,231	1,441	1,630	1,630
1	6,8	1,844	-	16700	8000	5000	14300	10900	6400	5100	14000	11000	7300	6500	13200	12500	11200	14000'
2	7,9	1,881	-	19700	7900	5000	19700	10700	8300	6300	-	16000	11800	9500	19100	16100	15200	24000
3	8,7	1,904	-	4100	3100	2600	7400	6100	4200	3300	8400	6100	4900	4400	6500	6100	6800	9400
4	9,5	1,925	4300	3500	3300	3500	6300	5600	4700	6800	7000	6500	6300	6600	6500	6500	6300	8600
5	10,8	1,949	4000	1500	1200	800	4200	3000	2400	1700	4700	3500	2900	2600	4000	3600	3500	4300
6	11,7	1,956	-	4800	4400	3300	22100	13400	6800	4500	33500	17800	7600	7400	24100	13200	10600	22300
7	12,9	1,947	1600	1100	870	900	5300	3500	2000	1300	5200	4200	2300	2400	4400	4100	4600	4600

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA t/m³	TABELA III - 7															
			SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA															
			MÓDULO RESILIENTE - kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²				0,42				0,703				1,06		1,55	
			TENSÃO DESVIO - kgf/cm²															
			0,295	0,565	0,732	1,040	0,565	0,732	1,040	1,441	0,732	1,040	1,441	1,630	1,231	1,441	1,630	1,630
1	6,7	1,917	13600	3200	2700	2250	5000	3700	3100	2700	5300	4400	3800	3500	5000	4900	4500	6300
2	8,25	1,972	10100	3600	3450	2750	7050	5900	4500	3000	8000	7100	5600	5000	7200	6800	6400	7300
3	10,04	2,002	5400	2300	1900	1800	4300	4000	3000	2000	5400	4000	3300	3600	5600	5500	4500	7000
4	12,2	2,001	2600	1600	1500	1600	5300	3000	2300	1500	-	3400	2300	3200	3200	3200	3300	4300
5	14,0	1,887	1500	1000	1100	890	2000	1900	1500	1000	-	2700	2000	1600	3150	3350	3000	3200

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍ- FICA APARENTE SECA t/m³	TABELA III - 8															
			SOLO ARENOSO FINO DE LOANOA															
			20 GOLPES x 3 CAMADAS															
			MÓDULO RESILIENTE - kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²				0,42				0,703				1,06		1,55	
TENSÃO DESVIO - kgf/cm²																		
			0,295	0,565	0,732	1,040	0,565	0,732	1,040	1,441	0,732	1,040	1,441	1,630	1,231	1,441	1,630	1,630
1	7,5	2,004	28000	4000	2900	2700	9800	5100	4100	3500	9300	5800	5000	4800	7600	6700	6700	9000
2	8,4	2,029	16300	5200	4900	3800	7500	6700	5500	4200	8600	6900	5500	5000	8100	7100	7000	8800
3	9,4	2,045	30400	4100	3100	2700	9900	6000	5500	3500	10500	6800	5300	4900	9000	7700	7100	10200
4	10,3	2,037	3600	2100	2000	1750	4600	3300	2700	2600	7000	4800	3700	3400	5500	5000	4600	6000
5	11,0	2,031	3900	1800	1900	2500	4200	4000	4000	3500	9500	8200	5300	5200	9700	10200	10100	11000

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍ- FICA APARENTE SECA t/m³	TABELA III - 9															
			SOLO ARENOSO FINO DE LOANDA															
			MÓDULO RESILIENTE - kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²				0,42				0,703				1,06		1,55	
			TENSÃO DESVIO - kgf/cm²															
			0,295	0,565	0,732	1,040	0,565	0,732	1,040	1,441	0,732	1,040	1,441	1,630	1,231	1,441	1,630	1,630
1	6,4	2,003	-	-	-	-	-	-	-	6900	-	-	67000	47000	-	-	39000	-
2	7,4	2,021	-	6900	4200	3200	14400	8400	4600	3700	13300	7200	5500	5100	9800	8200	7700	9300
3	8,1	2,049	9300	4900	4000	3400	6700	5200	4300	3500	6200	4900	4300	4100	5500	5400	5100	6100
4	9,0	2,055	-	4400	2900	2600	5200	3900	3300	2800	5100	4000	32000	3000	4500	4000	36000	4600
5	9,1	2,071	3600	2100	2100	2000	4400	3700	3100	2800	6100	4300	4300	3900	6500	5800	5200	7100
6	9,9	2,063	3200	1350	1500	1600	5100	4100	2900	2400	6600	4800	3900	3400	6600	5900	5200	6600

Assim, encontram-se vastas áreas, em regiões mais escarpadas, recobertas de solo litólico e de afloramentos de rocha-sã enquanto que em outras regiões a predominância são de argilas vermelhas espessas.

Nesse item serão descritas as argilas vermelhas de origem basáltica, do ponto de vista geotécnico e de pavimentação.

Do ponto de vista pedológico estes solos classificam-se como latosol roxo distrófico (Lrd), latosol vermelho escuro distrófico (LEd) e terra roxa estruturada distrófica e eutrófica (Tre e d) e outros de menor importância. Em 1981, MELFI e CARVALHO (23) apresentaram a sua classificação, baseada em trabalhos da Comissão Nacional de Solos e no Mapa Mundial de Solos.

2.2.1) GRANULOMETRIA DAS A.V.B.

Estes materiais são bastante finos, com cerca de 95% em peso passando na peneira nº 200. Os 5% re-tidos são constituídos ou de lascas de cristais de quartzo e calcita secundários ou de grânulos lateríticos ocres de cor castanha escura. A parte fina do solo é constituída de uma massa indivisível de caulinita e de óxidos lateríticos e está apresentada nas fotos III-1 e III-2 deste capítulo.

A análise granulométrica por sedimentação, realizada pelo método clássico, com dispersão em hexametáfosfato de sódio apresenta uma marcada diferença entre o passado na peneira número 200 e a primeira leitura do densímetro, dando essa última um valor entre 5 a 10% menor do que a primeira. Uma vez que o peneiramento é realizado após o término da sedimentação, com o mesmo material, tal fato poderia ser explicado por uma aglutinação do material "a posteriori". A discrepância de valores tende a desaparecer se antes do peneiramento o material junto com a sua solução for novamente batido no agitador por dez minutos. Tal prática no entanto é muito trabalhosa e exige grandes cuidados para não se darem as quase inevitáveis perdas de material.

As curvas granulométricas típicas das AVB estão apresentadas na figura III-22. Uma análise realizada em 714 amostras já analisadas deste material mostra uma cons -

tância bem pronunciada de resultados de granulometria. A tabela nº III-10 indica esses resultados, além de outros que se farão referência posteriormente.

2.2.2) MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (MERG)

A relação sílica-alumina e sesquióxidos das AVB é muito baixa, podendo atingir valores menores do que 0,5. O alto teor de minerais de ferro e alumínio se reflete nos altos valores de massa específica das argilas vermelhas. Como são poucas as análises mineralógicas detalhadas desses solos a afirmação fica baseada apenas nos resultados das análises químicas.

Os valores de MERG encontrados variam entre $2,85 \text{ t/m}^3$ e $3,1 \text{ t/m}^3$, sendo mais comuns os valores em torno de $2,90 \text{ t/m}^3$.

2.2.3) CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DAS A.V.B.

As argilas vermelhas basálticas não apresentam dificuldades nos ensaios de LL ou de LP. Os resultados são fáceis de serem reproduzidos, produzindo um pequeno desvio da média. A média geral de inúmeros solos analisados mostra um valor médio de LL igual a 59% e IP igual a 17%.

A análise das retas umidade versus logarítimo do número de golpes mostra uma diferença do expoente obtido pelo U.S. Waterway Experiment Station em 1949. O resultado do U.S. WES demonstrou que

$$LL = h \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

onde:

LL é o limite de liquidez

h é a umidade correspondente a N golpes.

Para os solos em pauta o expoente da equação é um pouco mais alto que o do WES, situando-se em torno de 0,15. Tal resultado concorda exatamente com aquele obtido pela LYON (24) para os solos africanos e sul-americanos.

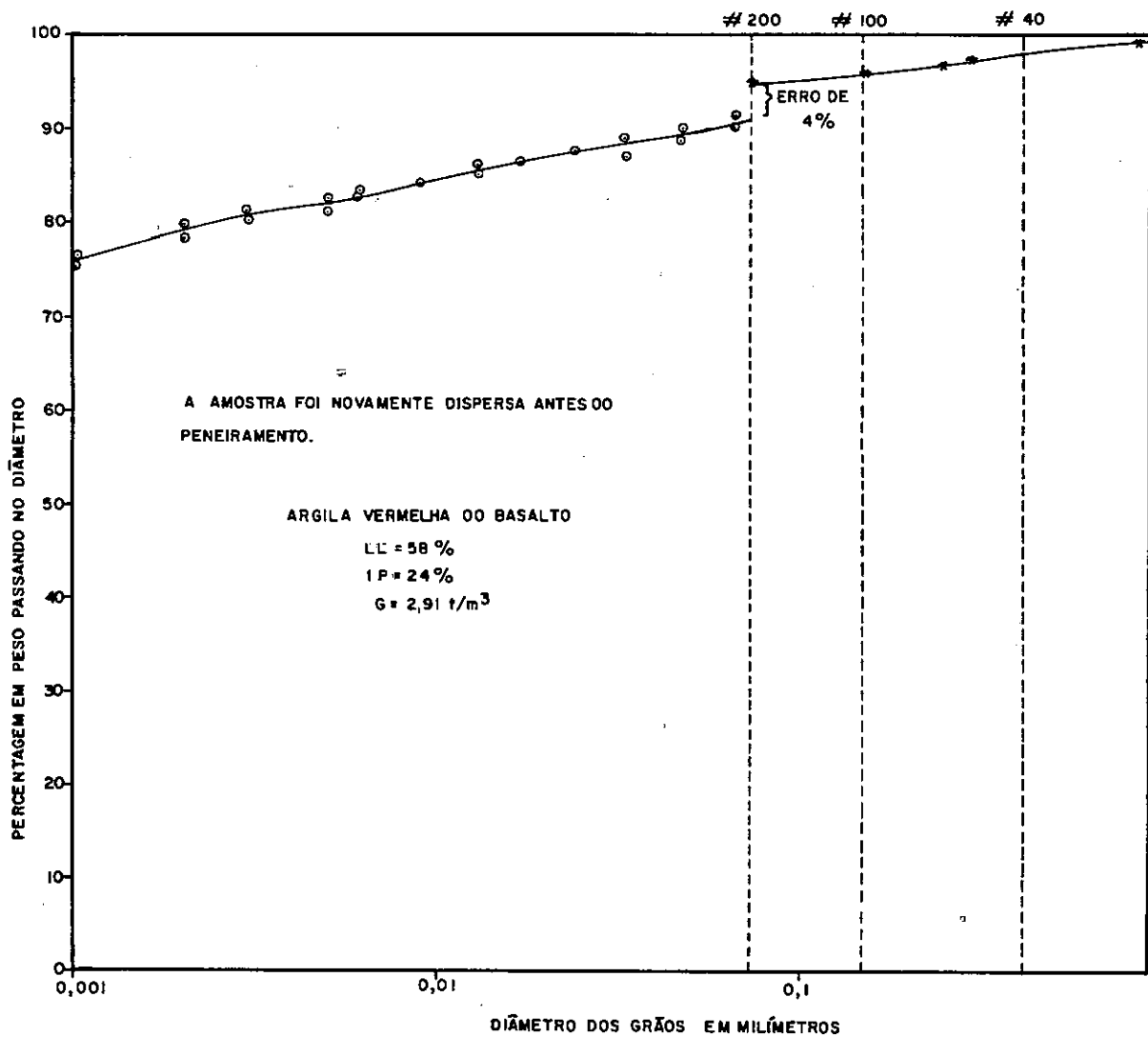


FIG.III-22 - GRANULOMETRIA DAS ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO.

TAB.III-10 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO

GRANULOMETRIA				LL %		I P %		COMPACTAÇÃO - ENERGIA NORMAL					
PERCENTAGEM PASSANDO								UMIDADE ÓTIMA %		M.E.A.S. MÁXIMA-1/m³		C B R %	
# Nº 40		# Nº 200											
\bar{x}	σ	\bar{x}	σ	\bar{x}	σ	\bar{x}	σ	\bar{x}	σ	\bar{x}	σ	\bar{x}	σ
97,9	2,8	92,7	9,0	58,9	7,4	17,0	4,5	33,4	4,3	1,350	0,093	13,6	9,4

Outro estudo realizado no Laboratório de Solos do DER/PR indicam que o expoente não é uma constante, variando com o próprio valor do LL, estando relacionado com o tipo e profundidade de intemperismo do solo.

o índice de grupo das A.V.B. varia entre 12 e 16, classificando-se geralmente no grupo A-7-5(14) do H.R.B. Na classificação de Casagrande pertence ao grupo CL. Na classificação de NOGAMI, participaram do grupo LG'.

2.2.4) COMPACTAÇÃO DAS A.V.B.

Para os estudos estatísticos, possuem se dados de compactação de AVB apenas na energia normal pelo método de impacto de Proctor. A figura III-23 apresenta as curvas de compactação desse solo obtidas na energia normal. A linha obtida por regressão dos valores de umidade ótima e densidade máxima apresenta um grau de saturação em torno de 88%.

Os ensaios de compactação realizados por impacto em seção plena, em cilindros de 5,0cm de diâmetro e 10,4cm de altura indicaram uma dispersão muito grande.

As curvas obtidas na compactação de um solo oriundo de Toledo-PR está apresentado na figura III-24. As curvas são muito irregulares mas é perceptível que nas proximidades das umidades ótimas o grau de saturação é um pouco mais elevado do que nas curvas de Proctor.

Não se possuem estudos da compactação de campo da AVB. Pode-se dizer apenas que estes materiais são muito trabalháveis, atingindo facilmente a densidade máxima na umidade ótima com rolos compactadores do tipo pê-de-carneiro.

Após a compactação no campo, as AVB apresentam forte retração quando expostas à secagem, produzindo grandes trincas com larguras de até 5,0cm na superfície, espaçadas de 50,0 a 100,0cm, com profundidades variáveis. Este problema geralmente é diminuído espalhando-se brita sobre a última camada compactada, caso a frente de pavimentação esteja muito afastada da frente de terraplenagem.

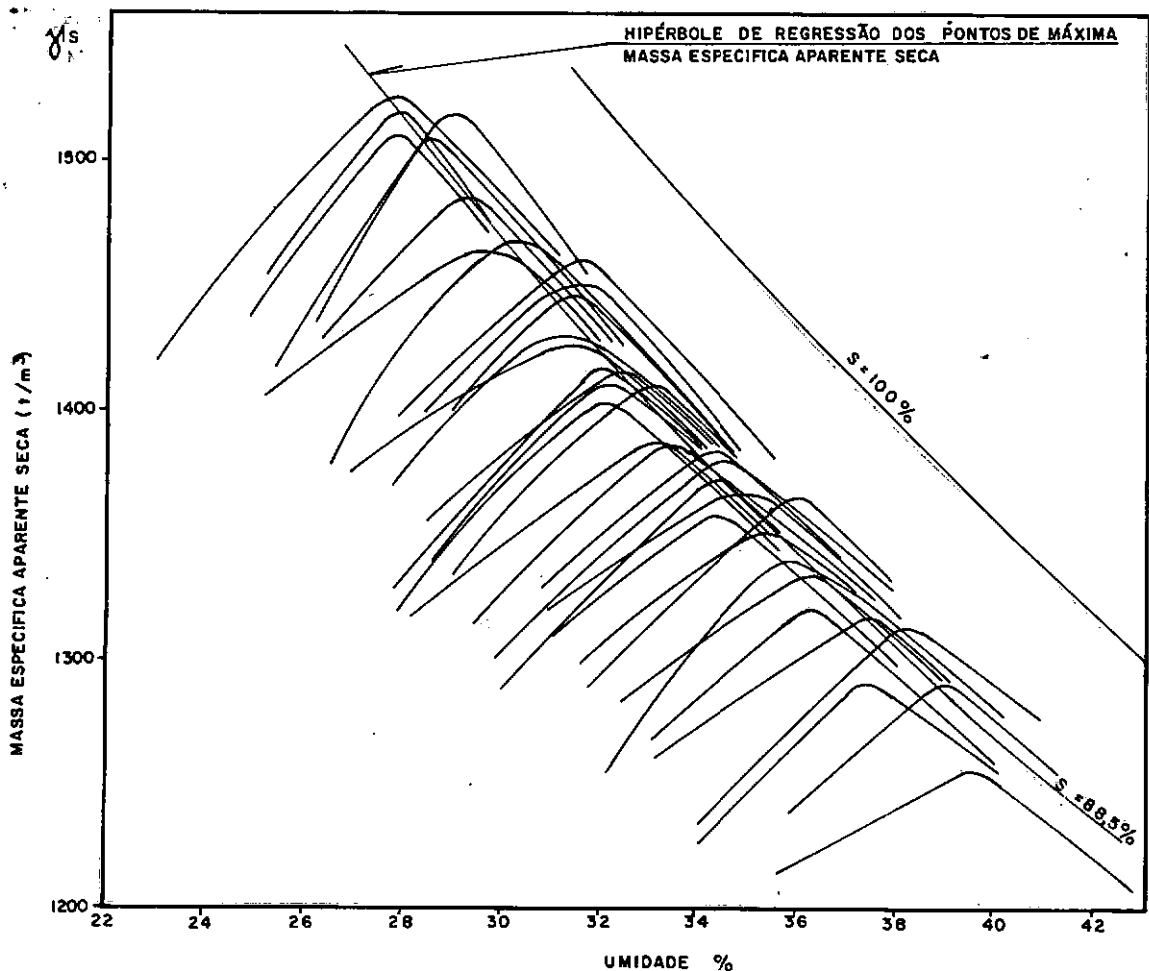


FIG.III-23-CURVAS DE COMPACTAÇÃO DAS ARGILAS VERMELHAS DO BASALTO

2.2.5) ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

Os problemas de interpretação do ensaio de ISC nas AVB não são tão críticos como no solo arenoso fino. Aqui as curvas são mais normais, apresentando uma parte reta e uma parte côncava para baixo. As concavidades para cima do início da curva carga versus penetração ainda existem, principalmente no ramo úmido, mas são menos marcados do que nos solos arenosos finos.

Para a construção de gráficos do tipo iso-ISC, segue-se a mesma metodologia utilizada para os solos arenosos finos, porém utilizando-se de energias de compactação mais baixas.

A tabela III-11 indica as energias utilizadas na preparação dos corpos de prova dos solos de Tole-

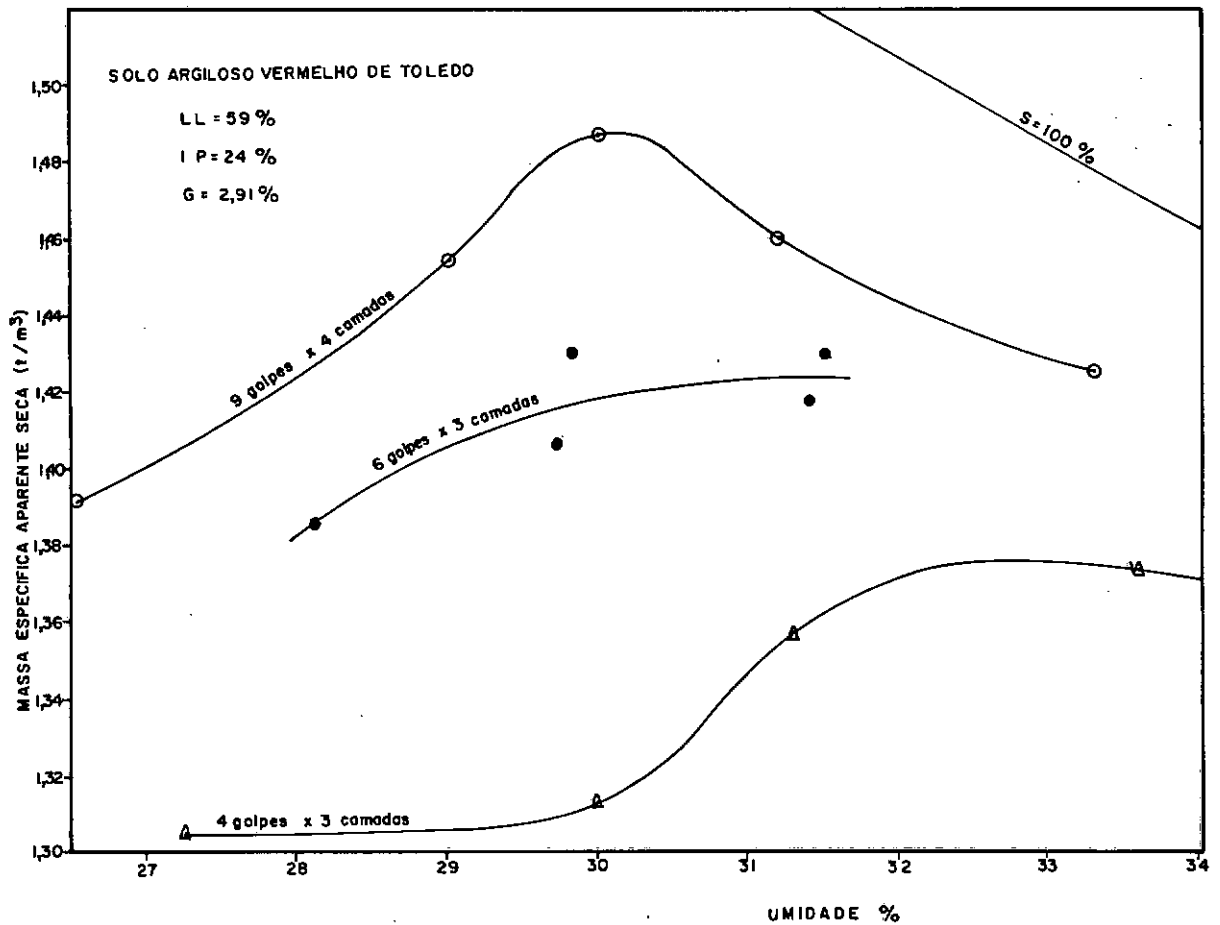


FIG.III-24-COMPACTAÇÃO DE UMA ARGILA VERMELHA DE BASALTO PELO PROCESSO C.S.PINTO.

do e de Palotina, latossolos roxos distróficos e eutróficos respectivamente.

TABELA III-11-CARACTERÍSTICAS DA COMPACTAÇÃO DE DOIS SOLOS LATOSSOLO ROXO

ORIGEM	VOLUME DO MOLDE(m³)	Nº DE CAMADAS	Nº DE GOLPES	PESO DO SOQUETE (kg)	ALT.DE QUEDA (m)	ENERGIA NOMINAL (kg.m/m³)
TOLEDO	0,00232	5	28	2,27	0,305	41800
			38			56700
			58			86500
			16			23900
			27			40300
PALOTINA	0,00232	5	38	2,27	0,305	56700
			49			73000

Para os solos de Palotina, o processo de imersão e ruptura seguiu o curso normal especificado nos manuais. O resultado, sob a forma de uma carta de iso-ISC está a apresentado na figura III-25.

Para a argila de Toledo, no entanto compactaram-se corpos de prova para cada ponto de densidade e umidade. Um dos corpos de prova foi rompido cerca de 15 minutos após a compactação, primeiramente no fundo e posteriormente no topo do corpo de prova, sem imersão. O outro c.p. foi imerso por um período de quatro dias e rompido duplamente, no topo e fundo. Os resultados estão apresentados nas figuras III-26 e III-27, para as energias normal e intermediária. Verifica-se uma certa discrepância entre os resultados de topo e de fundo, sendo os valores de topo superiores aos de fundo, exatamente o oposto ao ocorrido com o solo arenoso fino ensaiado. Nesse caso a explicação do fenômeno ficaria por conta do aumento da resistência (ou eventualmente do módulo de (Young) do solo com o aumento de energia, pois o topo do c.p. para ISC é a parte inferior durante a compactação e recebe mais energia. Como para os solos arenosos finos a explicação é parcial e vale apenas para algumas regiões do gráfico de iso-ISC.

Como a variação de valor de ISC pode chegar a 40% entre os valores de topo e do fundo, esse processo não é aconselhado para se duplicar resultados em um simples corpo de prova.

Outra feição interessante das figuras III-26 e 27 é a convergência dos resultados no ramo úmido, isto é, todos os valores, sejam eles no fundo ou topo, a seco e imerso por quatro dias, apresentam praticamente os mesmos resultados.

A figura III-28 apresenta a carta de iso-ISC do solo de Toledo para as três energias utilizadas, com ruptura de topo e imersão por quatro dias.

Nas A.V.B. os valores máximos de ISC encontram-se em umidades 1 a 2% abaixo da ótima. Como esses materiais sofrem alterações negligíveis de volume com a água e além disso tem-se constatado que as umidades de equilíbrio dos subleitos nos Brasil se encontram quase sempre entre 2 e 4% abaixo da ótima, nada é mais correto do que modificar as especificações de compactação de aterros e regularização de subleito

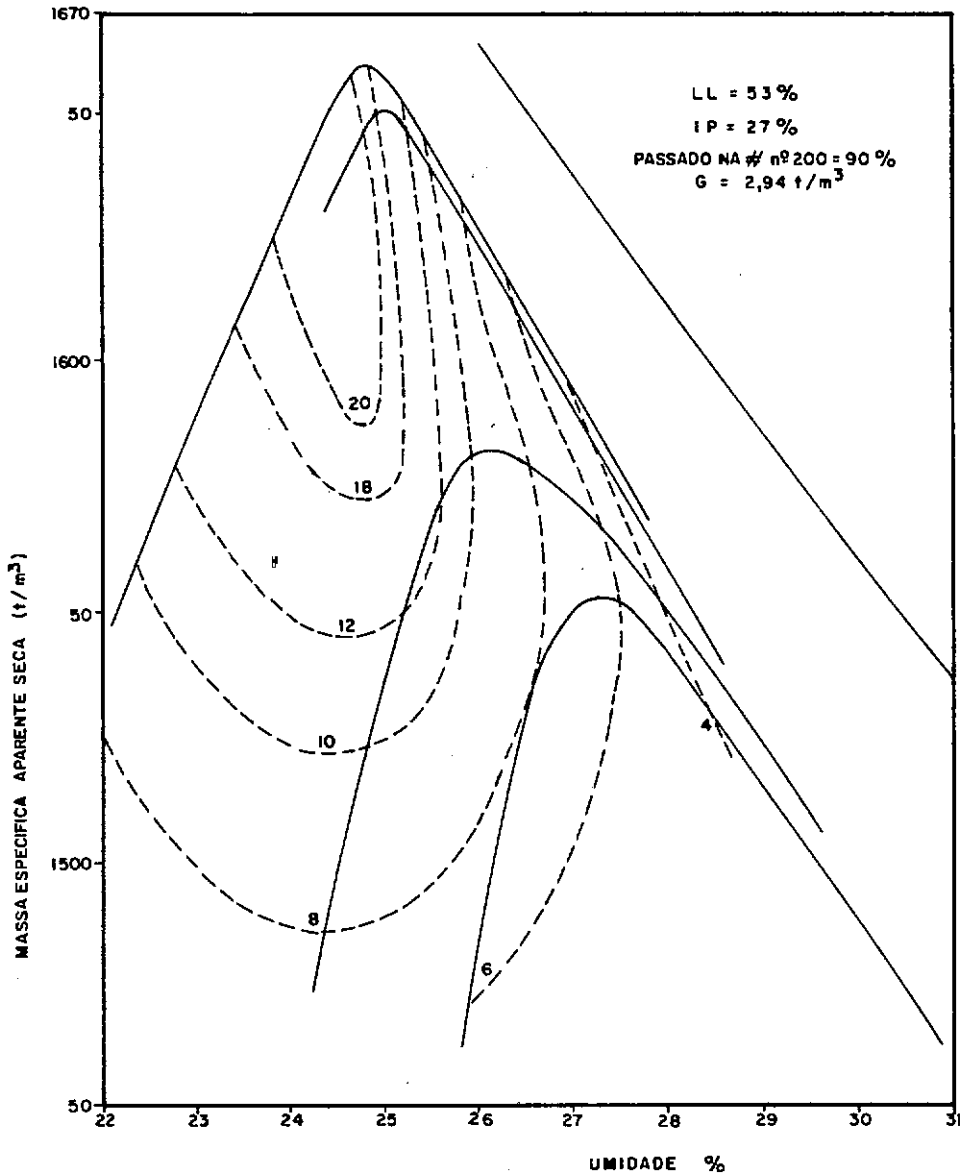


FIG. III-25 - ARGILA VERMELHA DE BASALTO - FRANCISCO ALVES - PALOTINA-PR - (J-2)

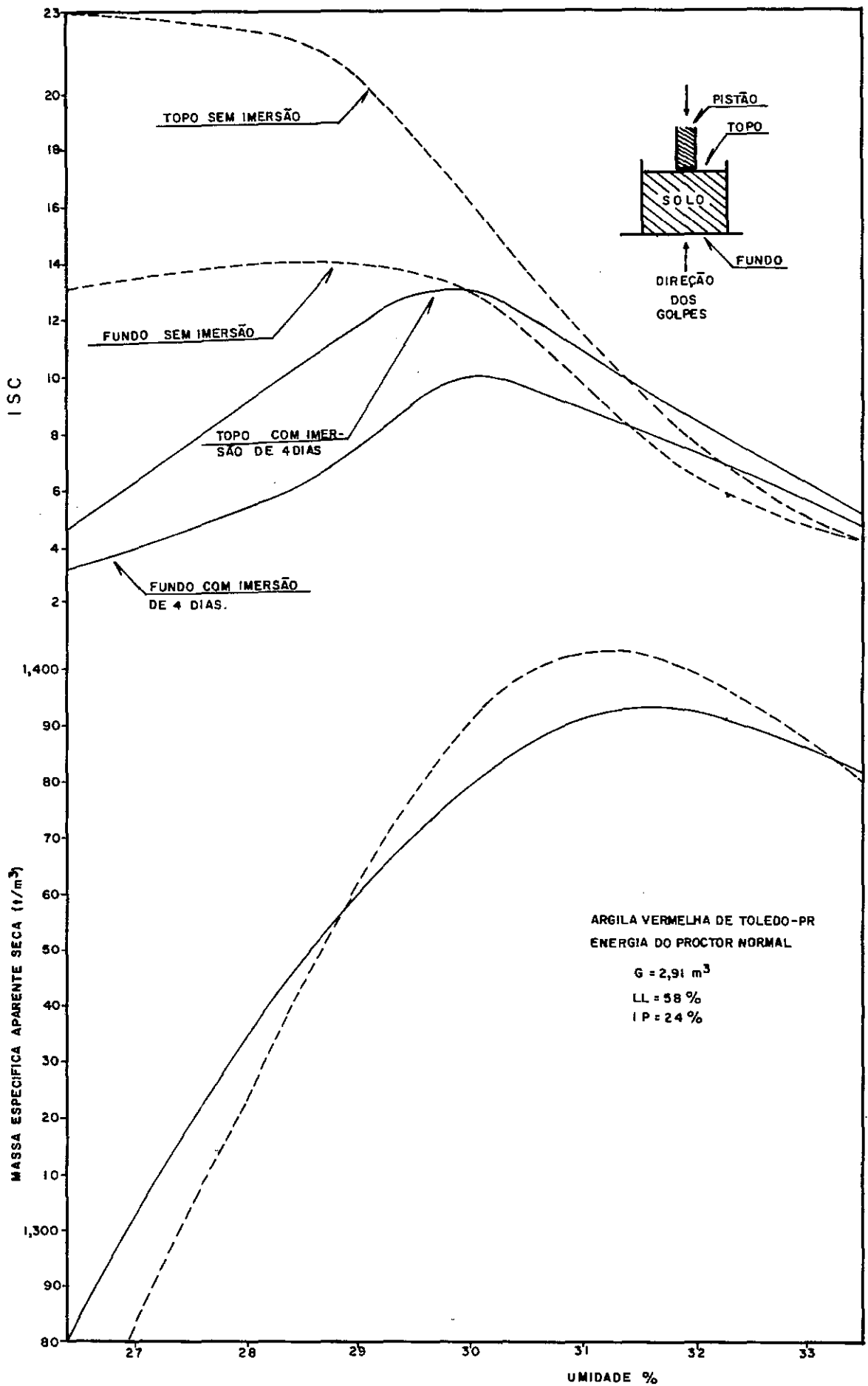


FIG. III - 26 - ARGILA VERMELHA DE TOLEDO-PR

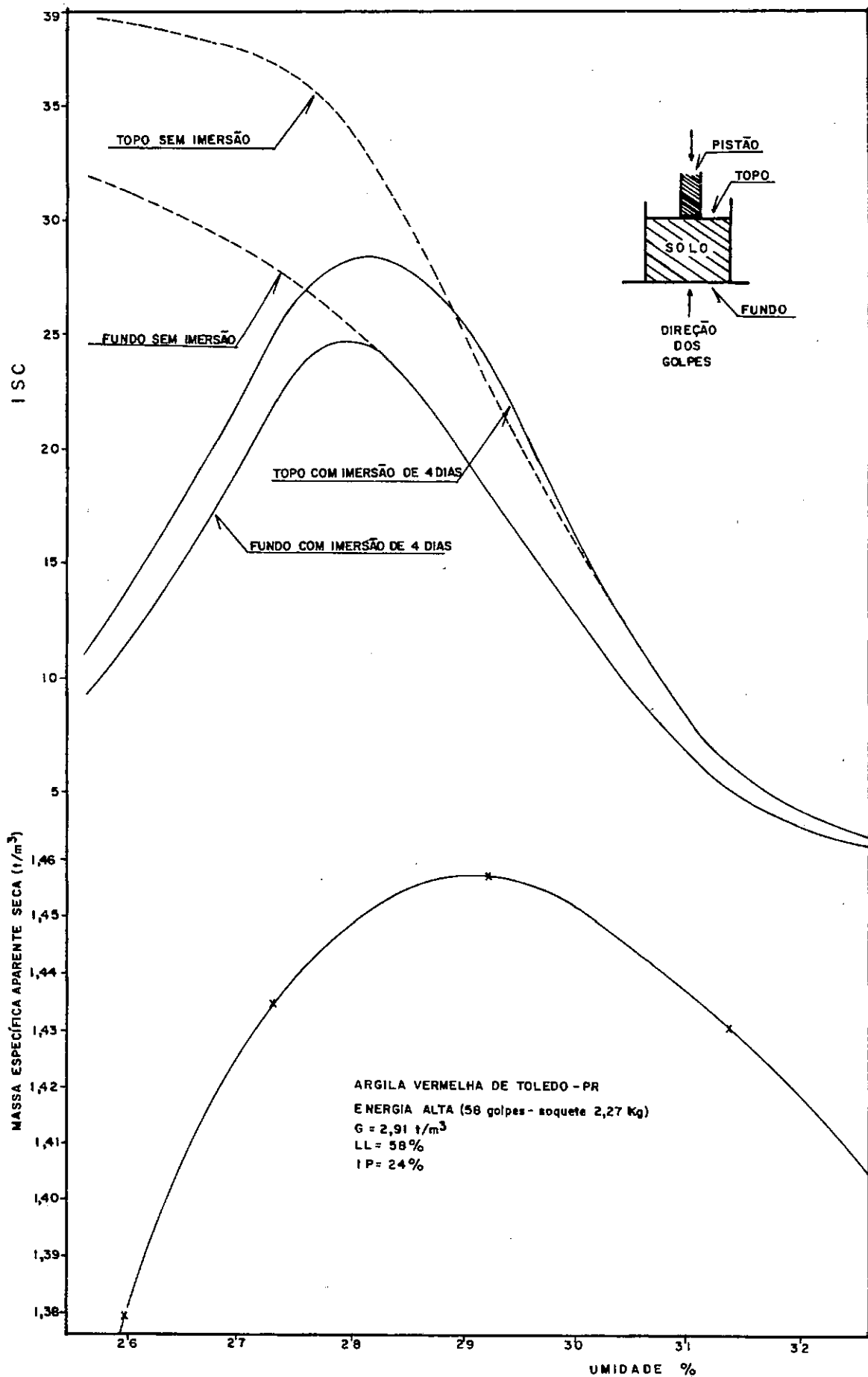


FIG.III-27- ARGILA VERMELHA DE TOLEDO-PR

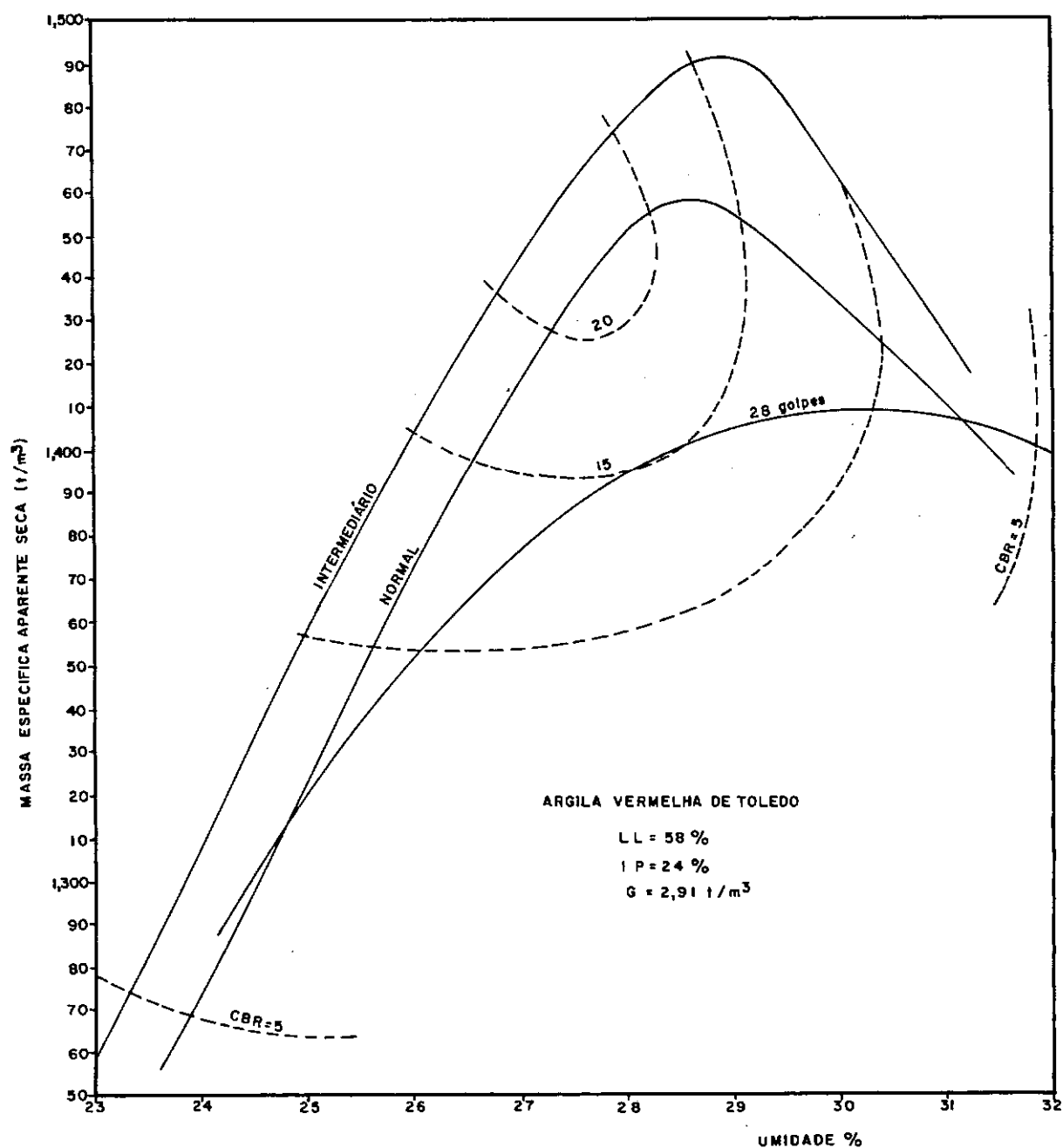


FIG.III-28- CARTA DE ISO ISC DA ARGILA VERMELHA DE TOLEDO

com as A.V.B. Nesse sentido se propõe que o controle de compactação seja feito baseado nas cartas de iso-ISC. Esse assunto será retomado mais tarde quando se discutirem as modificações de especificações de construção.

2.2.6) CARACTERÍSTICAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO SOB CARGA REPETIDA DAS A.V.B.

A) Procedimentos dos Testes

Escolheu-se uma amostra de latossolo roxo e a submeteu-se ao ensaio triaxial de carga repetida. A compactação dos corpos de prova foi realizado em moldes de 10,35cm de altura e 5,0cm de diâmetro, por queda de peso em seção plena.

A tabela III-12 indica as energias nominais utilizadas.

TABELA III-12 - CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DA A.V.B.

Altura de Queda (m)	0,305	0,305	0,305
Peso (kg)	2,244	2,244	2,244
Nº de Golpes	4	6	9
Nº de Camadas	3	3	4
Volume do molde(m ³)	0,000203	0,000203	0,000203
Energia nominal (kg.m/m ³)	40400	60700	121250

Os corpos de prova foram compactados em umidades que variaram entre 26,5% e 35,5%, obtendo-se o gráfico da figura III-24.

Os corpos de prova compactados foram mantidos 24 horas em câmara úmida fechados em sacos plásticos dos quais se rarefez o ar.

Os corpos de prova foram então colocados sobre a base de célula triaxial, cobertos com uma membrana

de borracha e fechados com o "top-cap". Eram então adaptados os dois LVTD's no seu terço médio e fechada a célula.

O condicionamento foi realizado com 600 repetições de carga axial de $0,84 \text{ kgf/cm}^2$ e carga lateral de $0,295 \text{ kgf/cm}^2$.

Após o condicionamento, sem registro, foi realizado o carregamento com registro, na sequência da ta bela III-13.

B) Resultados Obtidos e Conclusões

Os resultados obtidos estão apresentados nas tabelas III-14, III-15 e III-16 e nas figuras III-29 III-30, III-31 e III-32. A figura III-33 mostra a variação dos módulos resilientes com a umidade dos corpos de prova.

Da análise das figuras e tabelas cita das depreendem-se as seguintes conclusões:

TABELA III-13 - SEQUÊNCIA DE CARREGAMENTO C/REGISTRO
DA A.V:B.

σ_3	σ_d
0,21	0,30
	0,68
	0,84
	1,04
	1,44
	1,63
0,42	0,57
	0,68
	0,84
	1,04
	1,44
1,05	1,63
	1,63
	1,63
	1,63
	1,63
2,11	1,63

- 1º) O módulo resiliente da maior parte dos corpos de provas variam com a tensão desvio de forma bilinear de acordo com a equação:

$$M_r = K_3 + K_2 (K_1 - \sigma_d) \quad \text{para } K_1 \text{ maior do que } \sigma_d$$

$$M_r = K_3 + K_2 (\sigma_d - K_1) \quad \text{para } K_1 \text{ menor do que } \sigma_d$$

- 2º) O módulo resiliente varia de forma negligível (ou não varia para todos os fins práticos) com a variação da tensão confinante.
- 3º) Não foi detetada uma tendência muito forte de variação do módulo com a variação da massa específica aparente seca.
- 4º) Detetou-se uma forte tendência de variação do módulo com a umidade dos corpos de prova. Essa tendência pode ser verificada na figura III-33.

As conclusões 1ª e 2ª caracterizam um comportamento típico argiloso do material ensaiado. Essa tendência já tinha sido detetada anteriormente, em AVB de outras procedências, ensaiadas no laboratório da COPPE.

A terceira e quarta conclusões levam a um resultado muito interessante. Uma vez que os subleitos de AVB possuem umidades de equilíbrio muito constantes ao longo do ano, mesmo em períodos chuvosos, e que a umidade está situada em torno de 2% abaixo da ótima, pode-se, a grosso modo, considerar que os subleitos de AVB possuem umidade em torno de 32,5% (ver tabela III-10). Considerando ainda que esta umidade se estenderia, para baixo, numa profundidade considerável, poder-se-ia admitir módulo resiliente constante para as AVB.

No caso considerado (Fig. III-33) o módulo resiliente utilizado seria de 930 kgf/cm². Essa consideração é interessante no sentido de fixar um módulo constante para programas de cálculo automático de tensões e deformações, em sistemas multi-camadas, que somente admitam elasticidade linear.

Testes de viga Benkelman em subleito de A.V.B. compactada na energia normal, com carga de 8,2t em rodas duplas tem indicado deflexões recuperáveis da ordem de

CORPO DE PROVA UNIDADE MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA			TABELA III-14 ARGILA VERMELHA DE BASALTO DE TOLEDO 4 GOLPES x 3 CAMADAS															
			MÓDULO RESILIENTE kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²						0,42						1,05	1,41	1,76	2,11
			Nº	%	1/m³	0,295	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	0,565	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	1,630
1	27,25	1,305	-	3700	3300	2200	1100	890	3400	2590	1850	1400	1000	900				
2	30,00	1,312	4000	1400	1200	1000	750	750	1700	1500	1200	1000	900	750				
3	33,60	1,373	4900	1200	1000	900	650	600	1700	1550	1200	1000	800	800				
4	33,6	1,373	1150	570	550	490	410	370	980	860	660	600	510	480				
5	35,5	1,367	680	410	420	350	370	400	980	940	970	850	690	590				

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍ- FICA APARENTE SECA 1/m³	TABELA III- 15 ARGILA VERMELHA DE BASALTO DE TOLEDO 6 GOLPES x 3 CAMADAS															
			MÓDULO RESILIENTE kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²						0,42				1,05	1,41	1,76	2,11		
			TENSÃO DESVIO kgf/cm²															
			0,295	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	0,565	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	1,630	1,630	1,630	1,630
1	28,1	1,385	—	—	72000	26000	8600	6 200	—	—	—	28500	9900	7 100	6 600	—	6 900	7 600
2	29,8	1,430	5200	2 900	2700	2300	1200	1000	3800	3200	2600	2300	1700	1600	2800	3500	3200	4600
3	31,5	1,430	3300	1050	1000	800	550	500	1500	1200	1100	900	750	700	1150	1100	2 000	—
4	31,4	1,417	3,000	1150	1000	900	600	550	1400	1200	1100	950	800	700	1150	2 600	—	—
5	29,7	1,405	2900	1500	1500	1200	900	800	2000	1700	1500	1300	1100	1100	1100	1400	1500	1600

CORPO DE PROVA Nº	UMIDADE %	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA t/m³	TABELA III-16 ARGILA VERMELHA DE BASALTO DE TOLEDO 9 GOLPES x 4 CAMADAS															
			MÓDULO RESILIENTE kgf/cm²															
			TENSÃO CONFINANTE 0,21 kgf/cm²						0,42				1,05	1,41	1,76	2,11		
			TENSÃO DESVIO kgf/cm²															
			0,295	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	0,565	0,681	0,840	1,040	1,441	1,630	1,630	1,630	1,630	1,630
1	26,6	1,392	12500	6400	6200	5600	4900	5600	7900	7300	6900	6400	5600	5400	5200	5200	-	4800
2	29,0	1,455	3100	2400	2200	1920	1400	1300	2600	2400	2100	1900	1600	1500	1700	1800	1900	-
3	31,2	1,460	5500	1300	1100	860	600	600	3200	3800	1680	1200	860	830	1400	1900	1900	-
4	33,3	1,426	630	310	380	360	350	350	800	630	580	540	480	450	630	830	1100	
5	30,0	1,488	20000	2900	2400	1200	1500	1400	3300	3200	2600	2300	1800	1700	1750	2100	2300	2500

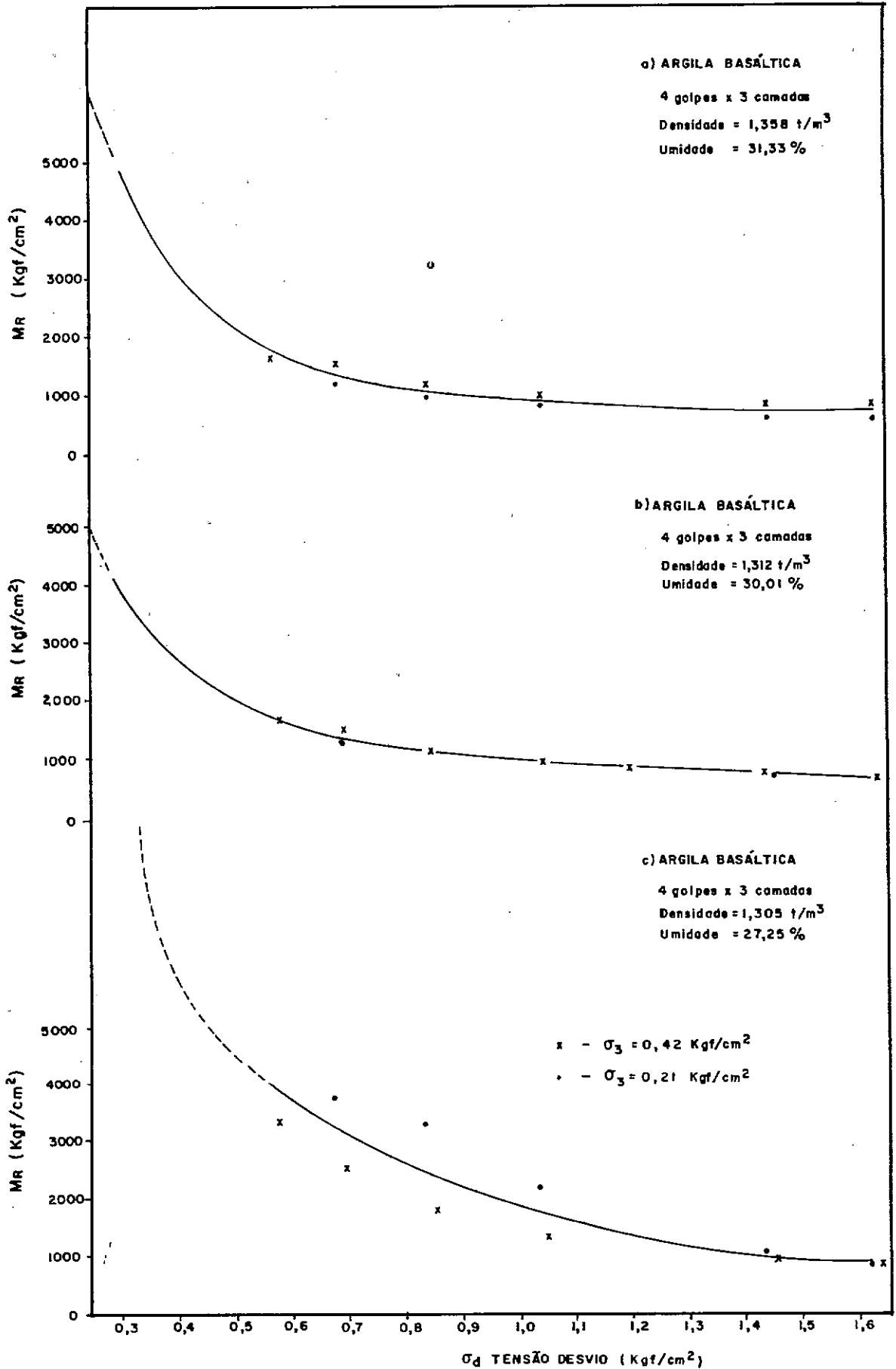


FIG.III-30 - VARIAÇÃO DO MÓDULO RESILIENTE DA ARGILA VERMELHA DE BASALTO COM σ_d

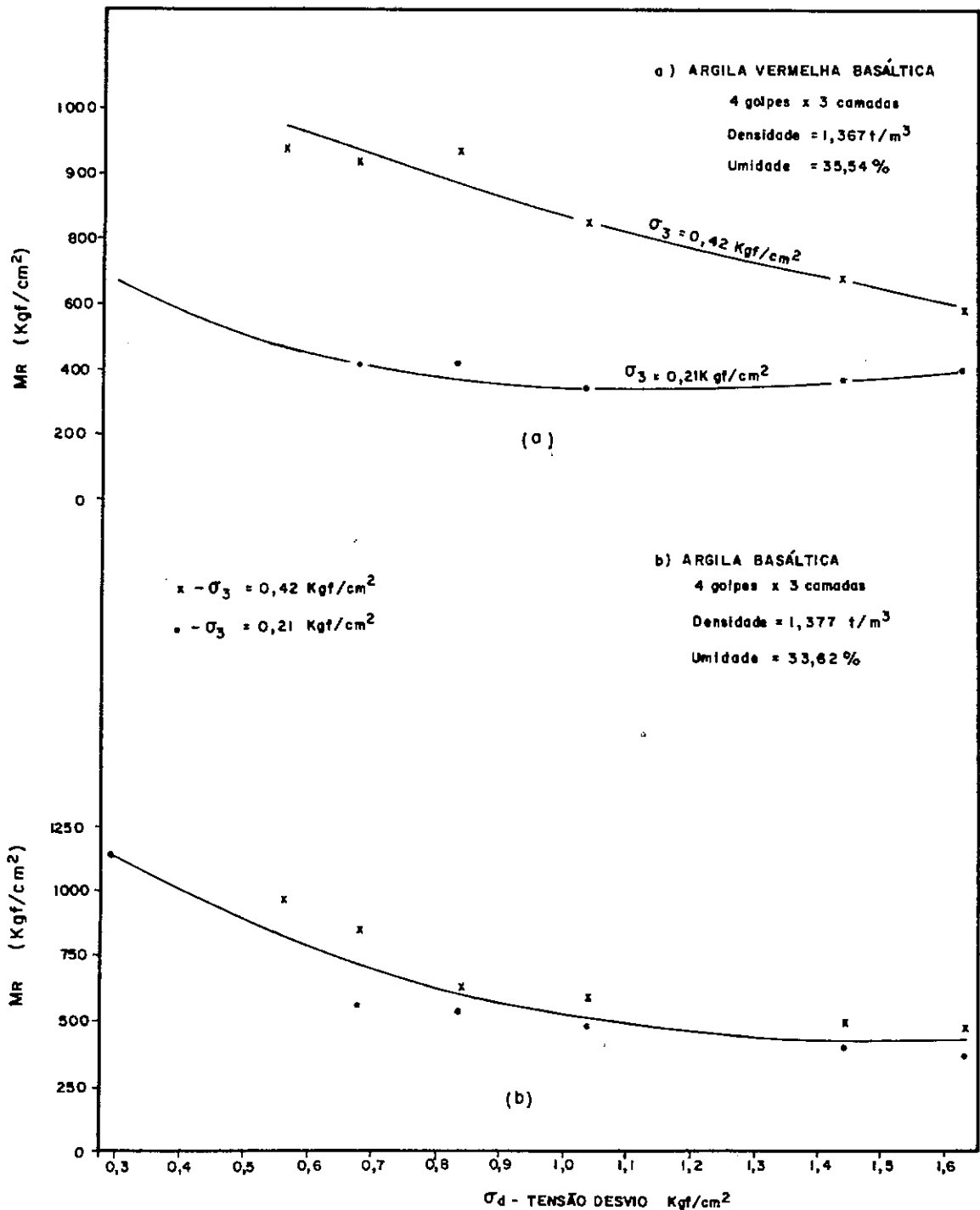


FIG. III-29- VARIAÇÃO DO MÓDULO RESILIENTE DA ARGILA VERMELHA DE BASALTO COM σ_d

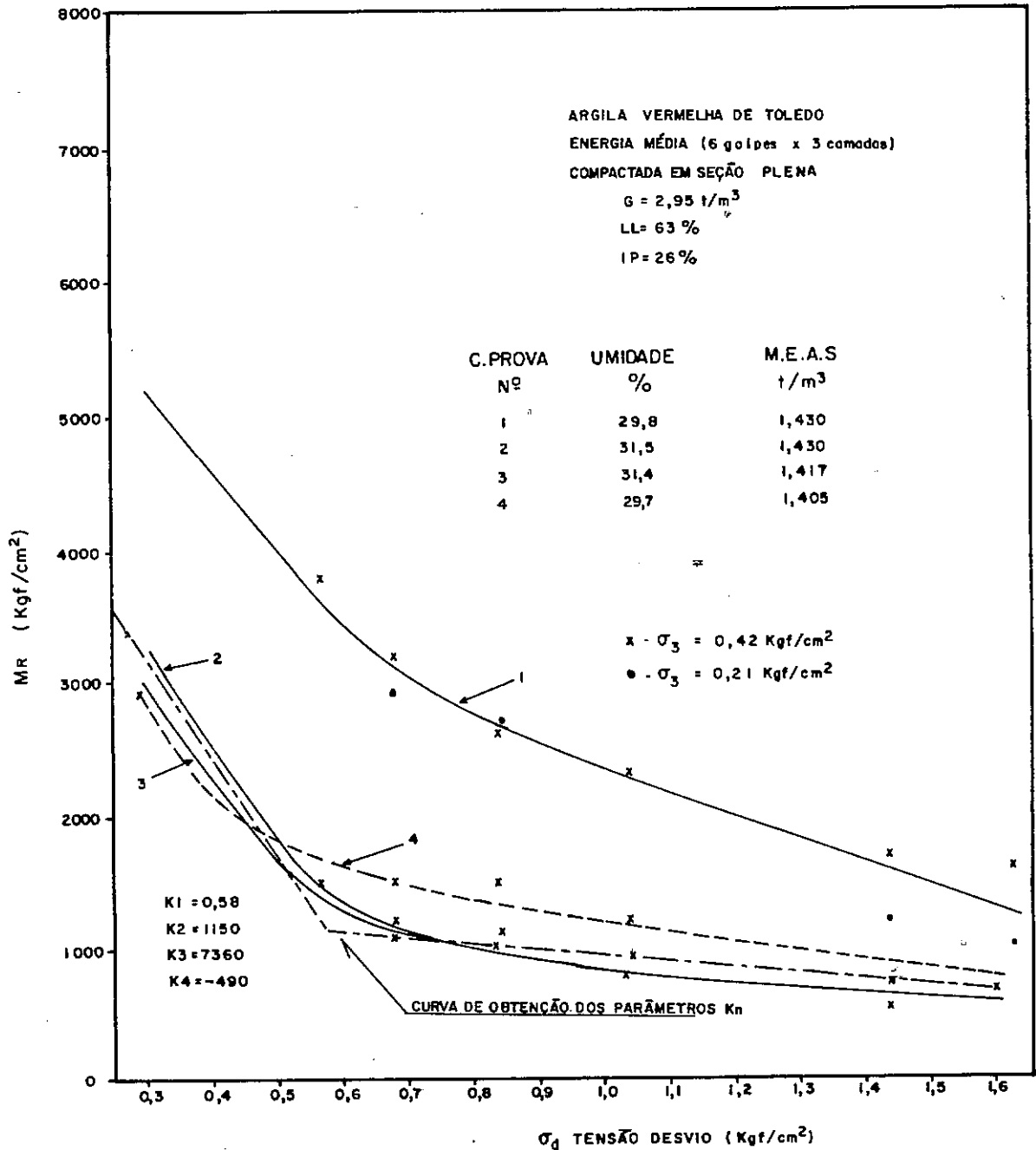


FIG.III-31-ARGILA VERMELHA DE TOLEDO-PR

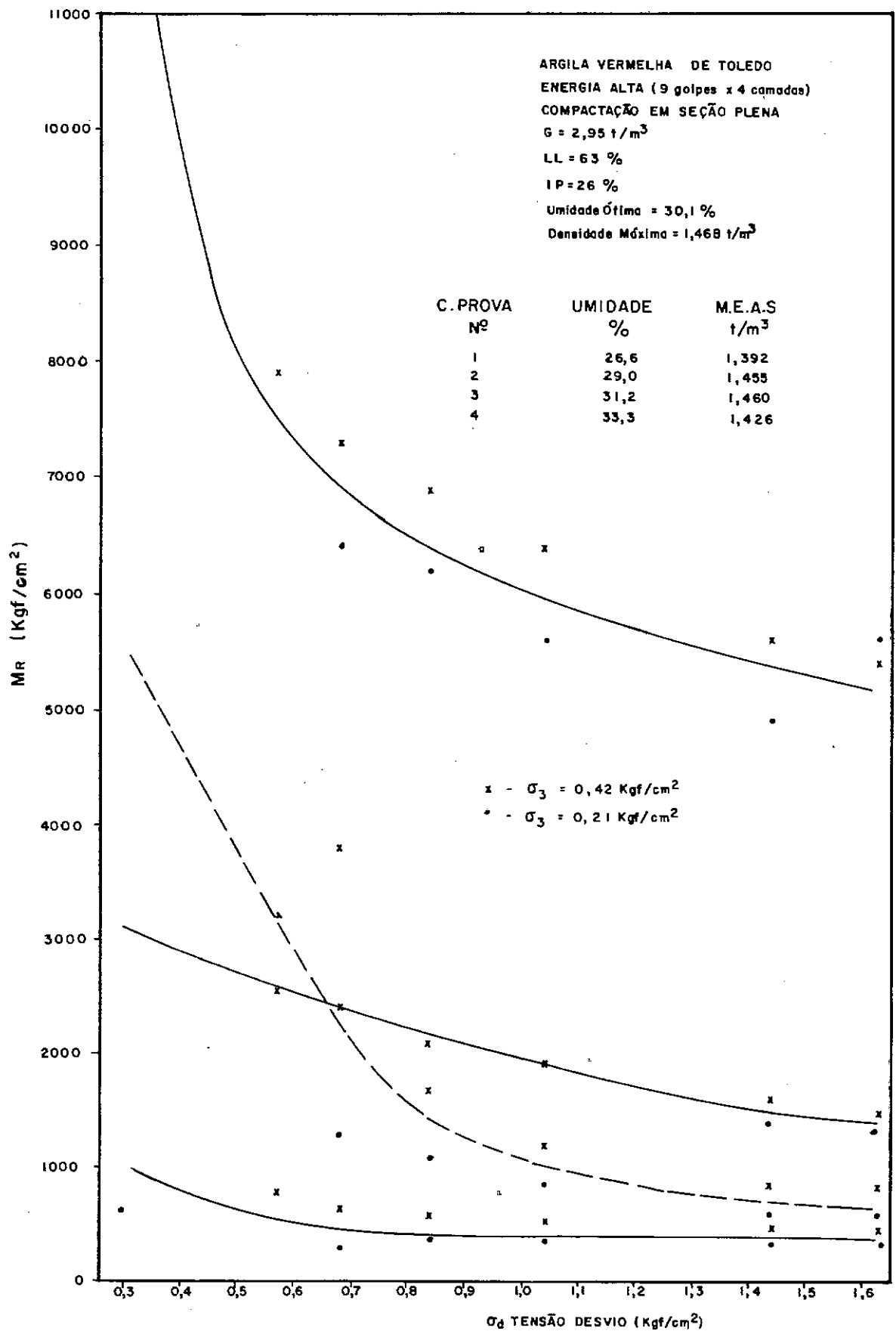


FIG.III - 32- ARGILA VERMELHA DE TOLEDO -PR

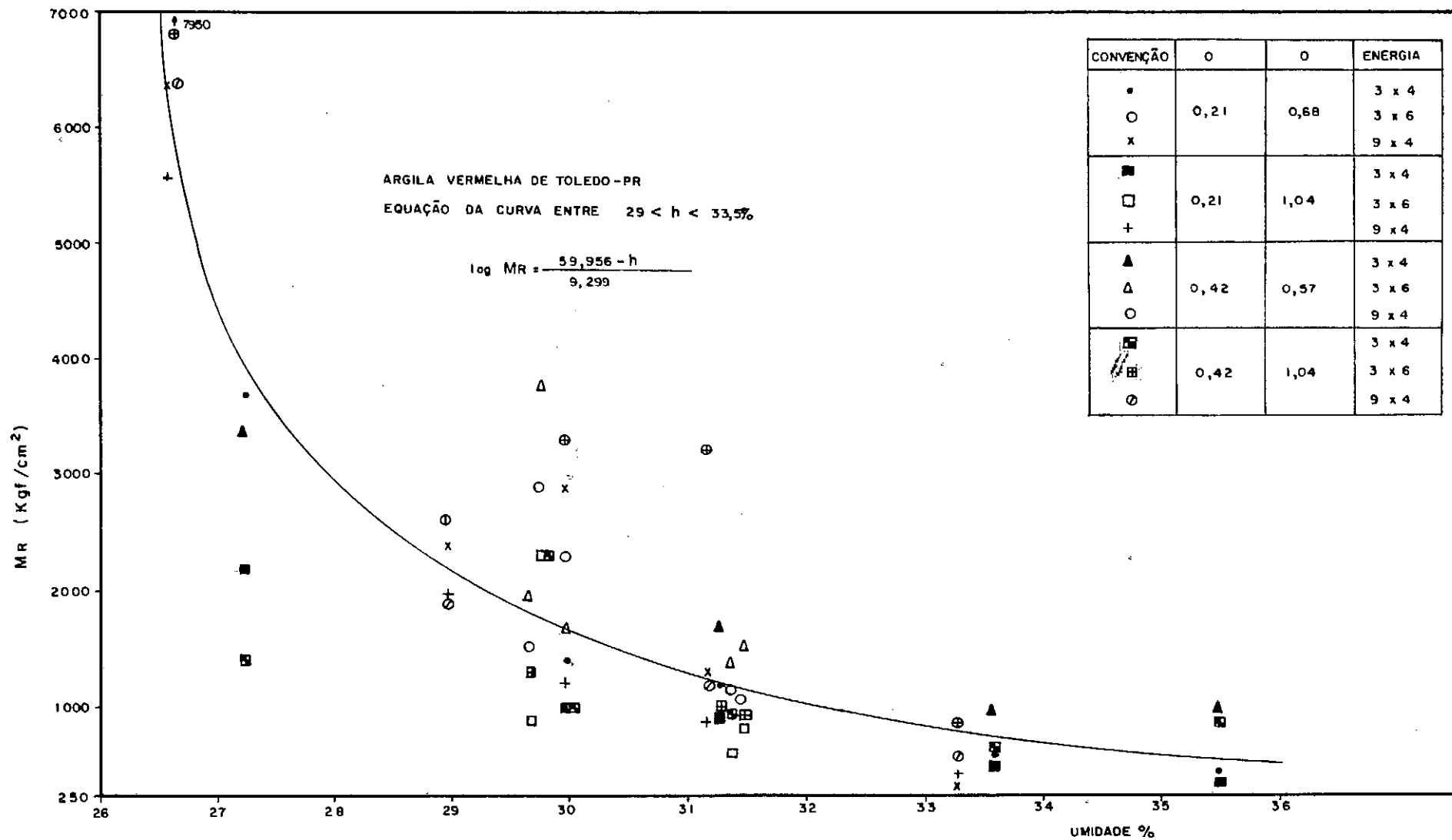


FIG.111- 33 - VARIAÇÃO DO MR COM A UMIDADE DO CORPO DE PROVA

80×10^{-2} mm. Considerando carga por roda dupla de 4.100 kg e pressão de pneus de $5,625 \text{ kgf/cm}^2$ obtem-se um módulo de elasticidade de cerca de 930 kgf/cm^2 para coeficiente de Poisson de 0,45.

Estes dados não são suficiente para se afirmar categoricamente que o módulo resiliente dessa A.V.B. seja constante e seja 930 kgf/cm^2 , mas, sem dúvida é o melhor número a ser usado em cálculos de tensões e deformações nesse material para tensões desviantes elevadas.

2.3.) SOLOS TRANSIÇÃO

2.3.1) OCORRÊNCIA

Na região onde se dá o contato geológico entre o Arenito Caiuá, mais moderno e os basaltos da formação Serra Geral, mais antigos, ocorre uma faixa, de largura variável, de contornos grosseiramente paralelos, de Solos de Transição.

As faixas no entanto, não são homogêneas. Variam de composição granulométrica medida que se sai de uma unidade e se aproxima da outra, isto é, possuem uma variação no sentido horizontal.

Apresentam por outro lado uma variação topográfica, assim é mais argilosa no sopé do que no topo das elevações. A figura III-34 mostra os dois tipos de variação.

2.3.2) CLASSIFICAÇÃO

Do ponto de vista pedológico os solos de transição são classificados como latosol vermelho escuro distróficos (LEe1 e LEd3), de acordo com a referência citada no ítem 1.4 deste capítulo.

Pela classificação HRB variam entre os extremos A-2-4 dos solos arenosos finos até A-7-5 das argilas vermelhas de basalto. As classes mais comuns são A-4 e A-6.

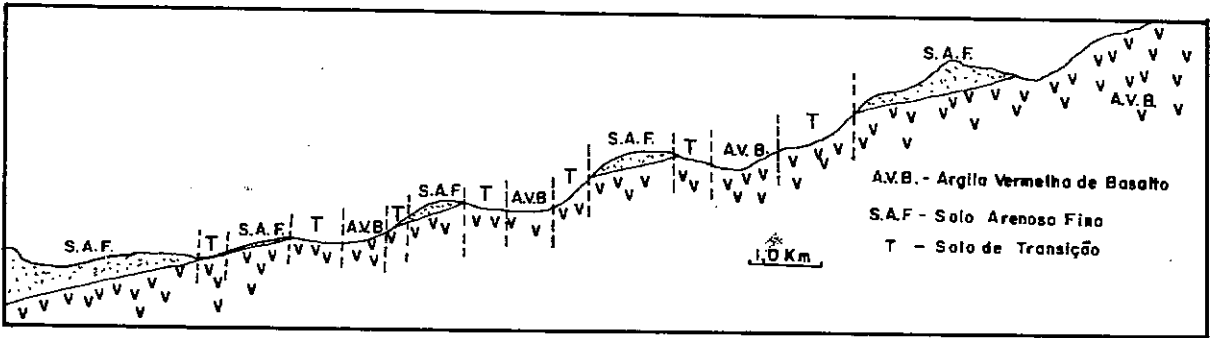
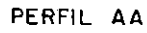
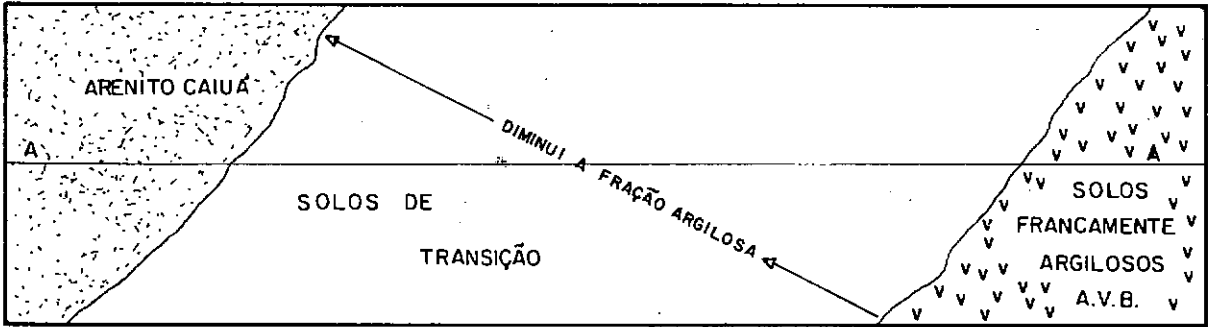


FIG.III-34 - VARIAÇÕES DE GRANULOMETRIA DOS SOLOS DE TRANSIÇÃO

2.3.3) PROPRIEDADES

Como o nome indica, esses solos apresentam características intermediárias entre os solos arenosos finos e as argilas vermelhas de basalto.

A tabela III-17 e figura III-35 (curvas 7 e 8) indicam com clareza a caráter de transição do material.

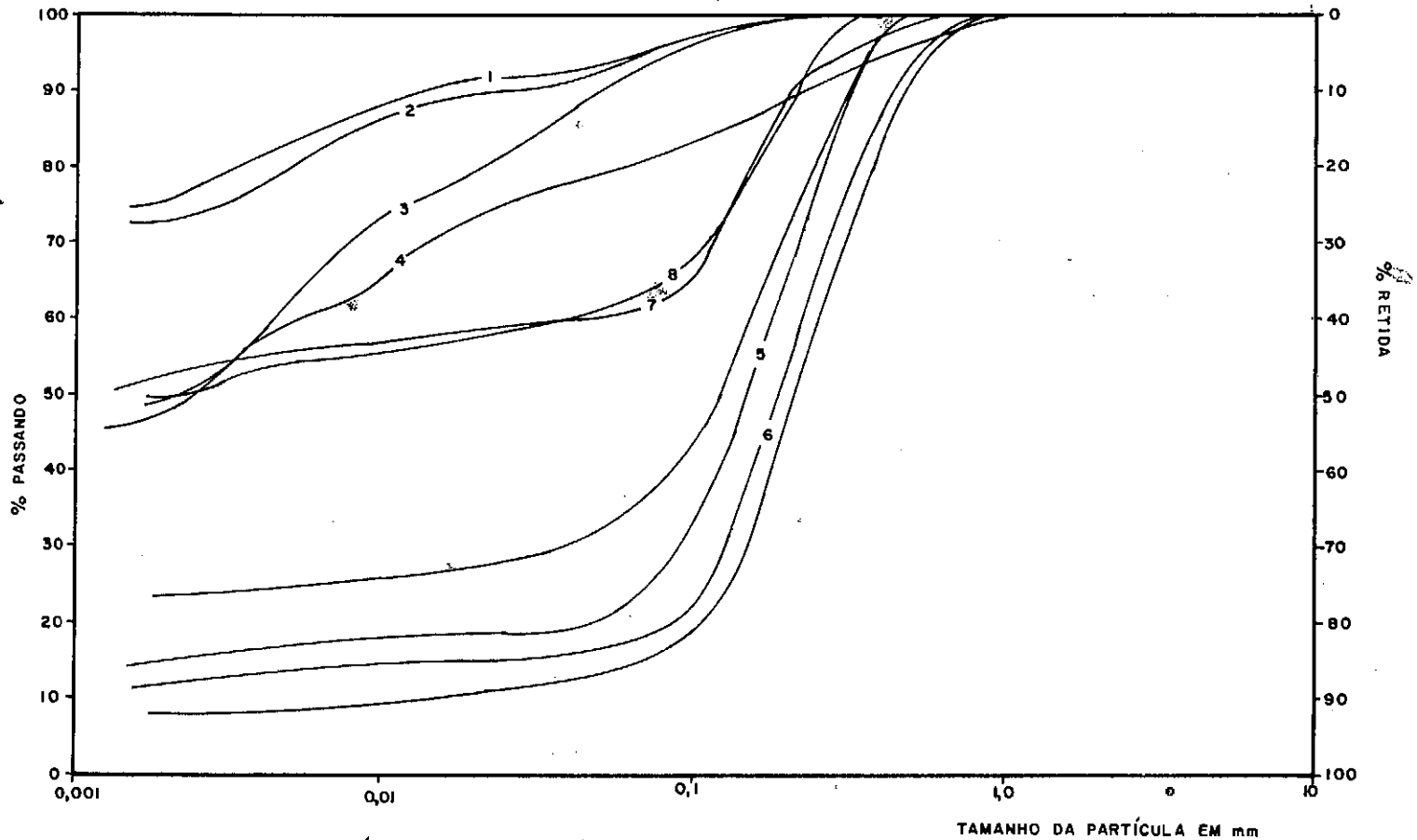
TABELA III-17 - SOLOS DO TERCEIRO PLANALTO PARANAENSE

SOLOS	LIMITE DE LIQUIDEZ (%)										ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)				
	10	20	30	40	50	60	70	80			10	20	30	40	
ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO HORIZONTE B															
SAPROLITOS BASÁLTICOS HORIZONTE C															
SOLOS DE TRANSIÇÃO															
SOLOS ARENOSOS FINOS HORIZONTE B															

Assim como as propriedades plásticas, também variam as outras propriedades. Dessa forma obtém-se valores intermediários, entre S.A.F. e A.V.B., do ISC, massa específica seca, umidade ótima, etc. Não se possuem ainda dados de comportamento tensão x deformação para os solos de transição.

2.4) BASALTO ALTERADO

A pedologia ensina que o processo de intemperismo é controlado por cinco fatores sem uma ordem geral de importância, uma vez que eles são intimamente interdependentes e que a sua participação depende das circunstâncias. Esses fatores são: a rocha-mãe, o clima, a topografia, a vegetação e o tempo.



1 HORIZONTE B LATOSSOLO BASÁLTICO SEM GRÂNULOS FÉRRICOS

2 " B " " " " "

3 " C BASALTO ALTERADO

4 " C "

5 " B ARENITO CAIUÁ (LOANDA - BR 376)

6 " B " " " " "

7 " B UNIDADE DE TRANSIÇÃO (GOIOERÊ - IV CENTENÁRIO)

8 " B " " " " " "

FIG. III - 35 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE ALGUNS SOLOS DO TERCEIRO PLANATO PARANAENSE.

Após um tempo suficientemente longo , em clima, topografia e vegetação semelhantes, duas rochas de composição diferentes produzirão o mesmo tipo de solo. Porém , nos estágios iniciais do intemperismo, as duas rochas produzirão saprolitos diferentes.

Já foi afirmado no início desse capítulo que, para fins rodoviários em geral, os basaltos são, da formação Serra Geral, são razoavelmente uniformes. Quando os fins, no entanto, incluem o uso de basaltos alterados em bases e subbases, a desuniformidade se faz sentir de forma dramática. A prática de construção tem demonstrado que existem alterações de boa qualidade, que comportam-se bem em subbases, enquanto outras são de péssima qualidade. Entretanto tal diferenciação é puramente visual, dependendo da experiência do construtor.

A bibliografia sobre o uso dos basaltos alterados para fins de construção é bem pouco extensa. Destacam-se os artigos de SCHNEIDER (25) e MORI(26).

SCHNEIDER propõe a estabilização dos saprolitos basálticos com cal ou cal e cinza-volante. O método de controle de efetividade da estabilização foi o proposto por EADES em 1960. Nesse método o material é compactado com o aditivo em moldes ISC. Após a compactação os moldes são vedados com borracha am ambas as extremidades. A cura é efetuada em estufa a 70°C durante três dias. Tal método de cura corresponderia, segundo os autores, a um ano de cura na estrada. Uma vez realizada a penetração o corpo de prova é destorreado e submetido a 10, 15 e 20 ciclos de molhagem e secagem em estufa a 70°C. Após esses ciclos a amostra é recompactada e submetida à penetração ISC. A percentagem de cal hidratada nas misturas variam de zero a quatro por cento. Nas misturas com cinza volante esta foi fixada em 4% e a percentagem de cal variam de zero a quatro. Para ambos os experimentos foi utilizada a energia de compactação normal (13 golpes) e a intermediária (29 golpes).

Os resultados são pouco atraentes para mistura exclusivamente com cal. Para a primeira fase do estudo o valor de ISC passa de 23% sem cal e 13 golpes para 60% com 4% de cal. Com 29 golpes o resultado não é mais animador: o ISC passa de 32% para 51% nas mesmas condições anteriores. Tal resultado deveria ser esperado, uma vez que a amostra ensaiada

possuía apenas 1,8% de fração argila, que é provavelmente a única parte reativa com cal.

O experimento com cal hidratada e cinza volante apresentou melhores resultados, como não poderia deixar de ser já que agora existia na mistura suficiente material pozzolânico para reagir com o cal.

Com 3% desse reagente, tanto para 13 e 29 golpes o valor de ISC já atinge valores maiores do que 100%. Esta cifra, segundo BULMAN(28) já seria suficiente para aceitar o material como base rodoviária.

Outra análise dos dois tipos de mistura indica que não há diferença para a ação dos estabilizadores se a compactação for realizada com 13 e 29 golpes no ciclo de três dias. Para os ciclos posteriores, quando há destorroamento os valores de ISC, para 29 golpes, são maiores. Nesse caso o material foi modificado para melhor pelos estabilizadores e a diferença dos valores de CBR deve-se exclusivamente à maior energia de compactação.

A solução de estabilização de solos com cal e cinza volante vale tanto para areias quartzosas puras como para rocha basáltica alterada, mas somente será uma solução de baixo-custo onde estes estabilizadores forem abundantes. Para o Estado do Paraná é uma solução cara.

MORI (26) justifica o uso de saprolitos basálticos em núcleos de barragem de enrocamento. Afirma esse autor que os ensaios rotineiros de identificação são deficientes para esse tipo de solo. O destorroamento, necessário para a maioria desses ensaios, destruiria a estrutura original do saprolito, introduzindo uma ativação irreal da fração argila. Com isso, parece que o autor quer dizer que os saprolitos basálticos são melhores do que indicam os seus limites de liquidez, plasticidade etc. Essa afirmativa parece ser verdadeira também para certos saprolitos basálticos utilizados em sub-bases em algumas estradas do Estado do Paraná. Como será visto no capítulo V dessa dissertação, o saprolito basáltico utilizado na sub-base de um trecho experimental, não apresentava resultados animadores nos ensaios de caracterização. O desempenho do segmento, no entanto, demonstra que os resultados foram melhores que os espectados.

Outra característica importante, apontada também por MORI (26) é a relação entre a umidade ótima e o limite de plasticidade dos saprolitos basálticos. Enquanto as argilas vermelhas de basalto apresentam uma diferença pequena entre estes dois parâmetros, os saprolitos situam-se com umidades ótimas mais baixas, como pode ser visto na figura III-36.

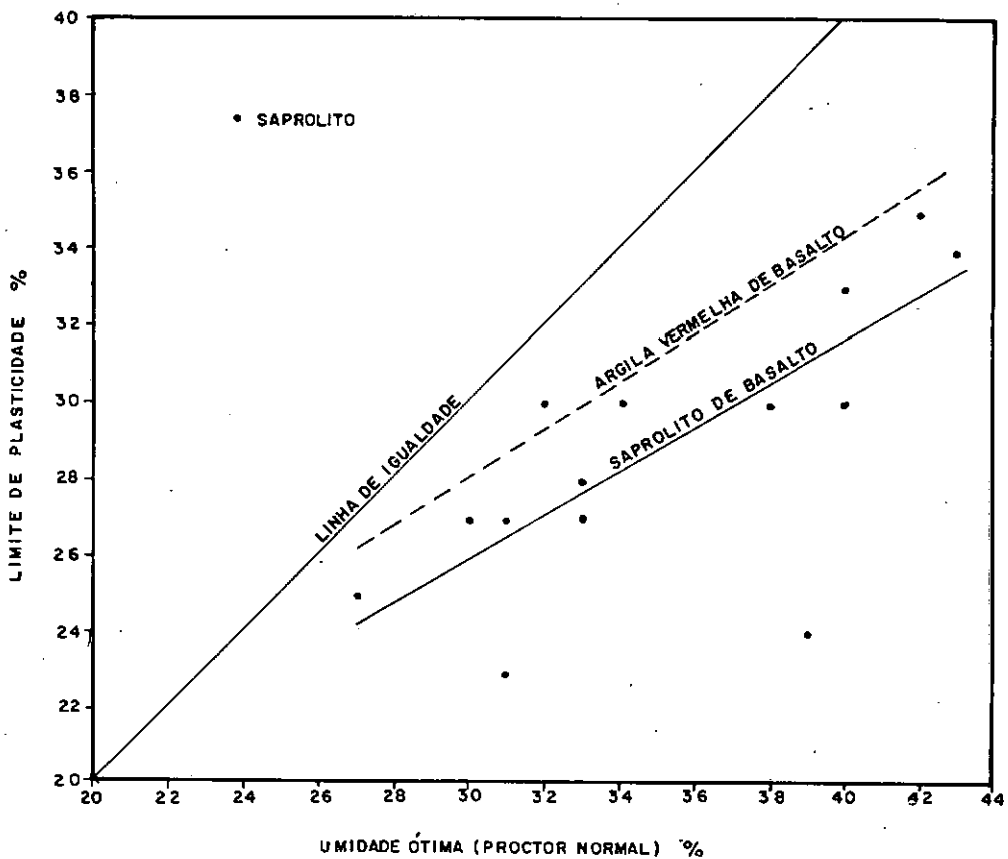


FIG. III-36-COMPARAÇÃO ENTRE A UMIDADE ÓTIMA DAS A.V.B. E DOS SAPROLITOS BASÁLTICOS (os pontos referem-se a estes últimos)

O fato apontado na figura III-36 de - termina que esses materiais possuam uma faixa de trabalhabilidade mais ampla de umidade para compactação.

Não se avançou muito mais na bibliografia e pouco se sabe mais no Estado do Paraná a respeito dos basaltos alterados. Esses materiais são muito empregados como revestimentos primários e é por esse caminho que o conhecimento de suas propriedades poderá aumentar. No ano de 1986 o DER/PR deverá iniciar uma pesquisa mais exaustiva sobre saprolitos basálticos empregados em revestimentos primários.

2.5) CASCALHOS

No Segundo e Terceiro Planalto Paraen se são raras as ocorrências de materiais naturais grosseiros tais como os cascalhos. Quando ocorrem, são antigos bancos de rios, geralmente em cota mais elevadas que os fundos dos vales atuais.

Constituem-se de seixos arredondados de quartzo, calcedônia ou fragmentos de rocha, imersos em matriz argilosa vermelha, com características semelhantes às A.V.B.

As poucas jazidas encontradas desses materiais foram quase completamente exauridas, infelizmente, utilizados em revestimentos primários. Pouco foi usado em sub - bases e bases de rodovias pavimentadas.

2.5.1) CARACTERÍSTICAS DOS CASCALHOS

A granulometria dos cascalhos é muito variável, podendo apresentar faixas contínuas ou descontínuas. A tabela III-18 apresenta o resultado da análise granulométrica da jazida de Palotina.

Os valores obtidos dos limites de Atterberg variam pouco em relação aos valores médios apresentados na tabela e estão próximos dos valores dos solos de transição.

Devido a presença de pedras de tamanho muito grandes não há um efetivo controle de compactação dos materiais em tela. Os cascalhos utilizados na base do tre-

TABELA III-18- CARACTERÍSTICAS DO CASCALHO DE
PALOTINA

PENEIRA	ABERTURA (mm)	PERCENTAGEM EM PESO PASSANDO	
4"	102	100	
3"	76	85-100	LIMITE DE LIQUIDEZ
2"	51	70-100	32%
1 1/2"	38	65-90	INDICE DE PLASTICI-
1"	25	55-80	DADE
3/4"	19	55-80	20%
3/8"	9,5	50-70	INDICE DE SUPORTE
4	4,76	40-65	CALIFÓRNIA COM SUBS
10	2,00	40-60	TITUIÇÃO NA PENEIRA
40	0,42	35-50	3/4"
200	0,079	15-35	ENERGIA MODIFICADA
			60%

cho Toledo-Palotina foram compactados em camada única de cerca de 20,0cm de espessura. O controle de compactação foi realizado visualmente e "auditivamente": a camada era liberada quando os equipamentos começavam a vibrar excessivamente, mudando o som produzido.

A compactação em laboratório foi realizada pelo método do impacto em cilindros grandes, com substituição acima da peneira de 3/4" por material compreendido entre as peneiras 4 e 3/4".

Como não houve tentativa de fazer a compactação com equipamentos não convencionais de grandes dimensões, do tipo do "Bureau of Reclamation", não se tem uma curva de compactação aceitável para esses materiais.

Na situação indicada também tornam-se pouco razoáveis os valores de ISC obtidos para o material.

2.6) MATERIAIS BRITADOS

Na área de interesse da presente pesquisa ocorre apenas um tipo de rocha: o basalto toleítico. Do ponto de vista petrográfico e mineralógico os basaltos já foram sucintamente descritos no item 1.3.2 do presente capítulo.

Cabem aqui, apenas algumas referências a certas características comuns aos agregados produzidos pelo conjunto das rochas chamadas de basaltos.

2.6.1) GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS BRITADOS

Normalmente obtém-se pequenas quantidades de finos na britagem dos basaltos. Isto faz com que seja necessária a rebritagem para a obtenção de tamanhos abaixo da peneira 40 a qual, normalmente, é a crítica na confecção de britas graduadas.

Em muitos casos a demora na obtenção de graduados de boa qualidade passa pelo caminho crítico dos cronogramas de obras. Quando a empreiteira está bem equipada em aparatos de rebritagem ou então o basalto da área apresenta maiores possibilidades de produção de finos, dá-se preferência às britas graduadas para bases e sub-bases.

Quando, no entanto, as duas condições acima não são cumpridas, tanto o DER/PR com as empreiteiras preferem utilizar um produto intitulado de "rachão" para a subbase, reservando as britas graduadas para base.

O "rachão" do DER/PR é uma evolução dos "rachões" utilizados alhures, como reforço de suleito. Recentemente (agosto de 84) foi apresentada a primeira especificação de "rachão", que foi designado de macadame seco.

Basicamente este material constitui-se no produto do britador primário, com tamanho máximo de 15,0cm, que é lançado sobre o subleito protegido por uma camada de bloqueio. As pedras são ajeitadas com lâmina e os vazios são posteriormente preenchidos, por vibração a seco, com material fino de tamanho máximo de 5,0cm e bem graduados, na proporção de 30% do volume total da camada.

O preço final desse material não é muito diferente da brita graduada ou da bica corrida, mas apre

senta a vantagem de produzir, muito rapidamente, uma plataforma de trabalho razoável e se constitui, finalmente, em uma sub-base de boa qualidade. A especificação aludida anteriormente está apresentada, em anexo, no final desse capítulo.

2.6.2) ADESIVIDADE DOS BASALTOS AO BETUME

Na maior parte das vezes os britados basálticos necessitam do concurso de melhoradores de adesividade para poderem se ligar aos cimentos asfálticos de petróleo. Em basaltos vítreos as quantidades de melhoradores devem ser maiores, na proporção que, às vezes, pode alcançar 1,5% da quantidade de betume.

2.6.3) DURABILIDADE E ABRASÃO DOS BASALTOS

A análise da durabilidade dos agregados basálticos é realizada com o teste AASHTO-T-104, utilizando-se sulfato de sódio. Quando a rocha está sã, os testes dão resultados surpreendentemente baixos, tanto na fração grossa como fina. Não é raro, nessas circunstâncias, encontrar-se valores menores do que 2% de perda.

O ensaio de resistência à abrasão dos agregados grosseiros é realizada com a máquina Los Angeles, de acordo com AASHTO-T-96. Nesse ensaio, algo rigoroso, raramente os basaltos apresentam perdas superiores a 20%.

2.6.4) COMPACTAÇÃO DE BASES DE BRITA GRADUADA DE BASALTOS

No laboratório, as britas graduadas estão sendo compactadas em cilindros de 15,0cm de diâmetro e soquete de 4,5kg, com substituição na peneira 3/4", atingindo-se a energia do proctor modificado. Mesmo esta alta energia é ultrapassada, no campo, com os equipamentos vibratórios de compactação. Em vista disso, utilizam-se as correções da densidade e umidade para o material retido na peneira 3/4":

para a massa específica aparente seca:

$$MEI = \frac{100 \cdot G \cdot \delta s}{P \times G + \delta s \times R} \dots \dots \dots (III-5)$$

para a umidade:

$$HI = \frac{h \times P + A \times R}{100} \dots \dots \dots (III-6)$$

onde:

- MEI = massa específica aparente seca integral (t/m^3)
 G = densidade real dos grãos do agregado
 δs = massa específica aparente seca do material compactado, passado na peneira 3/4" (t/m^3)
 P = percentagem de agregado passado na peneira 3/4" (%)
 R = (100-P) (%)
 HI = umidade em que o material deve ser compactado no campo (%)
 h = umidade na qual se obteve δs (%)
 A = absorção do agregado retido na peneira 3/4" (%)

Esse procedimento teórico pode ter sérias limitações quando a percentagem de material grosseiro ultrapassa o valor de cerca de 30% (JOHNSON & SALLBERG, 29).

Quando porém, como no caso das britas graduadas no Paraná, dificilmente o material retido na peneira 3/4" ultrapassa o valor de 25% em peso, a restrição tem menor importância.

2.7) SOLO-CIMENTO E SOLO MELHORADO COM CIMENTO

O DER/PR não fez nenhuma pesquisa laboratorial ou de campo em relação a solos estabilizados com cimento. Tem-se, até agora, utilizado as recomendações da Associação Brasileira de Cimento Portland, sem maiores considerações sejam de ordem teórica ou prática.

Dois dos trechos de acompanhamento do DER/PR utilizam solos estabilizados com cimento. O trecho Umua-rama - Xambrê possui base de solo-cimento e o trecho Loanda - BR-376 foi construído com base de solo-melhorado com cimento. Nos dois casos o solo estabilizado constitui-se dos produtos de alteração do Arenito Caiuá ou, em outras palavras, solo arenoso fino. Maiores detalhes sobre a construção e desempenho desses dois segmentos serão dados no capítulo V deste trabalho.

2.8) SOLO CAL

Tentou-se utilizar a técnica de estabilização de solos argilosos com cal, no Paraná, a nível de camada de base, como alternativa para pavimentação na área de ocorrência de rocha basáltica.

O solo estabilizado foi a argila vermelha de basalto obtido de jazida. O método de projeto da mistura foi o do ISC mínimo e a técnica de confecção da base foi a mistura "in situ", enleiramento por 72 horas e posterior compactação na pista.

O material da jazida apresentou as características comuns as AVB como pode ser verificado na tabela III-19. Com a adição de 6% de cal hidratada, baixaram os limites de Atterberg e o valor do ISC teve um aumento razoável.

TABELA III-19 - EFEITO DA CAL SOBRE A AVB

INDICES		MATERIAL NA JAZIDA	SOLO-CAL
ISC (%)		14-20	30-60
EXPANSÃO (%)		0	0
LL (%)		54	48-57
IP (%)		17	13-15
PERCENTA GEM PAS- SANDO NA PENEIRAS	10	100	100
	40	99	99
	200	98	97

Não foi realizado o controle do tipo nem de qualidade da cal empregada na construção dos segmentos. Posteriormente foram retiradas amostras de alguns trechos e

realizada a observação em microscópio eletrônico de varredura. As fotos III-3 e 4 (IPT,6) indicam que houve reação entre o solo e a cal, com o aparecimento de cristais não existentes no solo natural, como é visto nas fotos III-1 e 2 deste capítulo.

2.9) REVESTIMENTOS

Os revestimentos utilizados nos pavimentos de baixo-custo no Paraná podem ser classificados em três tipos básicos: concretos asfálticos com espessura máxima de 4,0cm, tratamentos superficiais e pré-misturados abertos a frio, colocados diretamente sobre as bases. Em alguns trechos utilizaram-se técnicas complementares tais como, lama asfáltica sobre tratamentos superficiais duplos ou o uso de "binder" entre a base e o concreto asfáltico.

A escolha do tipo de revestimento, na maior parte das vezes foi puramente casual, dependendo de fatores tais como a disponibilidade do empreiteiro que operava na região, das preferências do engenheiro fiscal ou engenheiro projetista.

2.9.1) CONCRETO ASFÁLTICO

Os concretos asfálticos utilizados no Paraná, foram projetados exclusivamente pelo método Marshall, nas faixas B ou C preconizadas pelo DNER.

O cimento asfáltico usado foi, na maior parte das vezes o 85-100 com melhorador de adesividade.

Os valores de resistência Marshall costumam ser bastante elevados com agregados basálticos, atingindo 1000 kg, para a faixa de fluência do ensaio, sem o uso de "filler". Com o uso de "filler" esta resistência pode atingir 1400 kg.

2.9.2) TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

O uso de tratamentos superficiais no Estado do Paraná foi pautado por uma consideração básica: sobre bases moles (arenoso fino) a granulometria do agregado deveria ser a menor possível; sobre bases de brita graduada o a-



FOTO III-3 - REAÇÃO DA CAL HIDRATADA COM ARGILA VERMELHA DE BASALTO - MEV - 3000X.



FOTO III-4 - REAÇÃO DA CAL HIDRATADA COM ARGILA VERMELHA DE BASALTO - MEV - 2000X.

5) CONTROLE

5.1) CONTROLE TECNOLÓGICO

5.1.1) ENSAIOS

Serão procedidos ensaios de granulometria e índices físicos dos materiais britados e rebritados, verificando-se a sua adequação aos itens anteriores, a cada 600 metros de pista liberada.

5.2) VERIFICAÇÃO DE CAMPO

Para esse tipo de sub-base a inspeção visual se constituirá na principal atividade de controle tecnológico e deverá ser realizada nos britadores quanto na pista. Deverá ser verificada a homogeneidade de espalhamento do agregado graúdo e deverá ser evitada a concentração de finos. Deverá também ser verificado o bom fechamento da superfície após o espalhamento e compactação do material de enchimento.

A verificação da compactação final poderá ser feita com a colocação, à frente do rolo liso com pressor, de uma pedra de tamanho razoável. Deverá ser constatado o esmagamento da mesma pelo rolo, sem penetração da sub-base.

A cada 600 metros de sub-base acabada será escavado um poço de inspeção para a verificação do preenchimento dos vazios do agregado graúdo.

O poço será preenchido com material de base e compactado mecanicamente.

5.3) ACEITAÇÃO

Uma vez que a verificação de campo é realizada de forma visual, a aceitação dos panos de sub-base concluídos também o serão.

5.4) CONTROLE GEOMÉTRICO

Após a execução da sub-base de macadame seco proceder-se-á à relocação e nivelamento do eixo e

dos bordos, permitindo-se as seguintes tolerâncias.

- a) ± 10 cm quanto a largura da plataforma;
- b) Tolerar-se-ão mais faltas do que excessos na espessura da sub-base, uma vez que as faltas serão preenchidas com material de base, que é geralmente de melhor qualidade que o macadame seco.
- c) A espessura média da camada de sub-base, determinada pela fórmula:

$$u = \bar{X} - \frac{1,29 \sigma}{\sqrt{N}}$$

onde:

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{N} \quad e$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{X} - X)^2}{N - 1}} \quad \text{para } N \geq 9 \text{ (nº de determinações)}$$

não deve ser menor que a espessura de projeto menos 2,0cm.

Nas determinações de \bar{X} serão utilizados pelo menos 9 valores de espessuras individuais X , obtidas por nivelamento do eixo e dos bordos, de 20 em 20m, antes e depois das operações de espalhamento e compactação.

Não se tolerarão valores individuais de espessura fora do intervalo de ± 1 a -3 cm em relação à espessura do projeto.

No caso de se aceitar, dentro das tolerâncias estabelecidas, uma camada de sub-base com espessura média inferior a do projeto, a base será aumentada, de uma espessura igual à espessura encontrada, sem ônus para o Contratante.

6) MEDIÇÃO

A camada de sub-base de macadame seco será medida por metro cúbico de material compactado na pista e

segundo a seção transversal do projeto.

No cálculo de volumes, obedecidas as tolerâncias especificadas, será considerada a espessura média (\bar{X}) calculada como indicada no item 5.

Quando \bar{X} for inferior à espessura de projeto será considerado o valor de \bar{X} . No caso de \bar{X} superior a espessura de projeto, será considerada a espessura do projeto.

7) PAGAMENTO

O pagamento será feito com base no preço unitário estabelecido para este serviço, incluindo a aquisição, as operações de limpeza e expurgo das ocorrências de materiais, extração, transporte, operações referentes à instalação de britagem, espalhamento, compactação umedecimento e acabamento de todas as camadas.

A sub-base de macadame seco inclui a camada de bloqueio, o agregado graúdo, o enchimento e todas as operações com eles relacionados.

CAPÍTULO IV - ALGUNS ASPECTOS DO PROJETO E CONSTRUÇÃO DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

0) INTRODUÇÃO

O DER/PR utilizou para projetar seus pavimentos, até 1978, apenas o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis proposto por TURNBULL e Col. (1) em 1962, modificado por SOUZA (2) em 1966.

A partir de 1978 começou-se a utilizar o método do TRRL (3) para países tropicais.

Certos pavimentos, no entanto, foram dimensionados sem um método definido. Assim em pavimentos com bases de solos arenosos finos, simplesmente arbitrou-se inicialmente, uma espessura fixa de 30,0cm, revestida com tratamento superficial. Em etapas posteriores, resolveu-se baixar a espessura para 20,0cm e, atualmente, em alguns trechos, constroem-se bases de solo arenoso fino com 15,0cm de espessura, sobre subleito regularizado.

Sobre as argilas vermelhas de basalto mais vale a experiência dos construtores e projetistas do que os métodos de projeto. Existe, nesse caso, um consenso de que a espessura mínima granular deve ser 25,0cm, mesmo para tráfego muito baixo.

Até o presente momento ainda não se abordou teoricamente, de forma completa, os pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná. Agora já se possuem alguns dados com os quais pode-se iniciar estudos mais refinados com o concurso de métodos automáticos de cálculos de pavimentos (cap.III). Para concluir essa pesquisa, entretanto, são necessários mais estudos específicos, de campo e laboratório.

A construção dos pavimentos de baixo custo utiliza os mesmos métodos dos pavimentos convencionais. A puraram-se, no desenrolar das construções, algumas técnicas, como por exemplo a compactação de solos arenosos finos, a construção de sub-bases de rachão e algumas variações nos tratamen

tos superficiais.

Nesse capítulo se abordarão, de forma sucinta, alguns aspectos dos projetos e da construção dos pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná.

1.0) PROJETO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO-CUSTO

No momento de dimensionar-se um pavimento por um método empírico procuram-se, sempre, duas variáveis independentes: a carga que a estrutura deverá suportar e a resistência ou módulo da fundação. O resultado do equacionamento dessas duas variáveis produz a resposta procurada que é a espessura da estrutura. O critério de ruptura é o espaço no qual se desenvolve a equação. As outras variáveis tais como os fatores climáticos e coeficientes estruturais dos materiais do pavimento modificam a espessura, para mais ou para menos, "a posteriori".

Como até agora se tem visto, para resistência ou módulo da fundação (capítulo III), cargas rodoviárias (capítulo II) e critério de ruptura (capítulo I) o número de dúvidas iguala ao de certezas. O mesmo ocorre os fatores climáticos e com os coeficientes estruturais.

Tratando-se de pavimentos de baixo-custo, com materiais não convencionais tais como solo arenoso fino "rachão" e de outros ainda pouco testados o problema dos coeficientes estruturais torna-se crítico. Na falta de maiores informações, parece melhor utilizar o princípio de que, para pavimentos pouco espessos como são os de baixo-custo, não é importante dotar os materiais de coeficientes estruturais, uma vez que a variação da espessura seria de pouca monta (TRRL,3).

Quando o método a ser utilizado inclui o estudo das tensões e deformações na estrutura, o coeficiente estrutural simplesmente deixa de existir como entidade (MONISMITH, ET AL., 4). Diz esse pesquisador na referência citada, pág.905:

"... It was emphasized, however, that no one layer equivalency can be assigned to a specific material because a number of factors, including (1) wheel load and contact pressure, (2) stiffness of the particular material, (3) layer

thicknesses, and (4) stiffness of the other materials, influence the performance of the material in the structural section".

Um pequeno trabalho realizado sobre o manual de dimensionamento de pavimentos asfálticos do TAI(5) , edição de 1981, que foi calculado baseado em princípios mecânicos, demonstra que a relação de espessuras entre o concreto asfáltico e os materiais granulares não tratados pode variar entre 0,1 e 0,3.

Tornou-se como base o primeiro âbaco de projeto que fornece a espessura de concreto asfáltico quando se entra com o número de repetições de eixo padrão (N) e módulo de resiliência do sub-leito.

Fixou-se o módulo de resiliência em 10^2 MPa e escolheram-se dois valores para "N", a saber 2×10^6 e 10^7 . Fez-se variar a espessura da base granular e determinou-se a diferença de espessura do concreto asfáltico. A razão dessa diferença e a espessura de base granular fornece os valores do coeficiente estrutural. A tabela IV-1 apresenta os resultados obtidos.

TABELA IV-1 COEFICIENTES ESTRUTURAIS DO CONCRETO ASFÁLTICO CALCULADOS A PARTIR DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO TAI

MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SUBLEITO = 100 MPa

ESPESSURA DA BASE mm	N = 2×10^6			N = 10^7		
	ESPESSURA DO C.A. mm	DIFERENÇA mm	COEFICIENTE ESTRUTURAL	ESPESSURA DO C.A. mm	DIFERENÇA mm	COEFICIENTE ESTRUTURAL
0	225	—	—	315	—	—
100	195	30	0,30	295	20	0,20
150	182	43	0,29	287	28	0,19
200	175	50	0,25	277	38	0,19
250	170	55	0,22	274	41	0,16
300	165	60	0,20	270	45	0,15
450	162	63	0,14	268	47	0,10

No caso dos fatores climáticos o problema é aparentemente mais fácil de resolver nos métodos teóricos de dimensionamento. O único fator levado em consideração normalmente é a ponderação de temperatura, como pode ser visto em todos os métodos teóricos já abordados neste trabalho. A temperatura age apenas no sentido de fazer variar o módulo de rigidez das misturas betuminosas.

Na abordagem empírica, no entanto, o problema da transferência de métodos de dimensionamento de uma região para outra com climas diferentes não está resolvido e dificilmente o será. É possível que a melhor solução para o Brasil seja a utilização dos resultados da Pesquisa ICR, como foi proposta por QUEIROZ E HUNDSON (6) em um subsistema de dimensionamento. Alternativamente pode-se utilizar os métodos da Road Note 31 (TRRL,3) ou o sistema, bastante completo, do CEBPT(7). Qualquer um desses dois métodos foi desenvolvido na África Tropical em clima bastante próximo do Brasil Tropical. Não deve ser esquecido o método proposto, por MORIN e TODOR (8), para o Brasil, em 1976.

A solução adotada pelo DER/PR para a escolha do ISC de projeto foi sugerida pelo manual de dimensionamento do TAI (5). A amostragem do solo é realizado de forma tradicional, aumentando-se para regiões de geologia homogênea, o distanciamento entre os pontos de coleta. Realizam-se os ensaios de ISC com cinco pontos e determinam-se os valores na unidade ótima. Arranjam-se os valores obtidos em ordem crescente e começando do valor mais baixo, determina-se a percentagem dos valores iguais ou maiores do que ele. Traça-se um gráfico com os valores de ISC na abscissa e os valores das percentagens obtidas na ordenada, obtendo-se uma curva suave. Escolhem-se os valores de percentis a serem adotados em função do nível de tráfego (TAB.IV-2) e a partir daí o valor de ISC de projeto.

TABELA IV-2 - LIMITES DOS PERCENTIS DE PROJETO

NÍVEL DE TRÁFEGO (N)	LIMITE DOS PERCENTIS DE PROJETO (%)
10^4 ou menor	60
Entre 10^4 e 10^6	75
10^6 ou maior	87,5

1.1) PROBLEMAS PARTICULARES DOS PROJETOS DE PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO NO ESTADO DO PARANÁ.

Nesse item serão debatidos os problemas de dimensionamento de pavimentos com os materiais particulares estudados nesse trabalho: solos arenosos finos, argilas vermelhas de basalto, basalto alterado e rocha basáltica.

1.1.1) SOLOS ARENOSOS FINOS

Na energia de regularização de sub-leito, energia definida pelo ensaio DNER-DPT-47-64, os solos arenosos finos apresentam índice de suporte californiano variando entre 15 e 40%, com a média situando-se em torno de 25%. Para a maior parte dos métodos de projeto vale o valor de CBR saturado, com quatro dias de imersão em água. Pela Road Note 31 (TRRL, 3) pode-se utilizar o valor de ISC obtido na umidade de equilíbrio do subleito, Nestas condições o valor ultrapassa a cifra de 25% podendo atingir valores médios acima de 35%.

Para a utilização do método do ASPHALT INSTITUTE (5) deve-se ter o valor do módulo de resiliência do subleito. Para tensões desvio e confinantes baixas, em torno da umidade ótima ou menor, o valor do módulo de resiliência do solo arenoso fino situa-se em torno dos 490 MPa (tabela III-6 e seguintes do capítulo III).

Para a utilização do método da AASHTO (9) transforma-se CBR em "soil suport value" usando o ábaco da página 76 da referência citada e obtem-se um valor em torno de 6,3.

Quando se utiliza o método do CEBTP (7) usam-se os mesmos critério da RN31 de determinar o valor de CBR na umidade de equilíbrio. Aqui a classe de solo encontrada é a S4.

Admitiram-se quatro classes de tráfego diferentes, entre 10^4 e 10^7 repetições de eixo padrão de 8,2t segundo os fatores de equivalência de carga por eixo do DNER.

Para transformar esses números "N" em números que pudessem utilizar-se nos outros métodos, simplesmente multiplicaram-se os valores por dois. Na realidade não exis-

te correspondência entre números "N" obtidos de duas formas diferentes, pois esta depende do tipo de frota circulante. O fator de transformação pode variar de menor do que 1,0 para uma frota de automóveis até mais do que três para uma frota de veículos pesados.

O valor de dois escolhido é simplesmente uma média de muitas transformações já efetuados sobre fro-
tas circulantes em estradas vicinais no Estado do Paraná.

A tabela IV-3 mostra que para tráfegos baixos, até 10^5 repetições de eixo padrão, os métodos são coerentes entre si, situando-se nos extremos os métodos da RN31 e da CEBPT, respectivamente mínimo e máximo. Para tráfego mais altos há maiores diferenças entre eles, dando a RN31 o valor mínimo.

Como já se adiantou na introdução a este capítulo, os pavimentos sobre subleitos de solo arenoso fino, com base do mesmo material, foram projetados, no início, com 15,0cm de sub-base do solo compactado na energia intermediária e 15,0cm de base na energia modificada. A experiência posterior demonstrou que estas espessuras eram exageradas. Atualmente estão sendo construídos trechos com 15,0cm de bases compactadas a 95% da energia modificada revestidas com tratamentos superficiais duplos com capa selante ou pré-misturados abertos. Apenas um trecho foi construído com 15,0cm de base de SAF e 4,0cm de revestimento de mistura densa. O seu comportamento demonstra, como se provará mais tarde, que tais espessuras são suficientes para tráfegos até 2×10^6 repetições (AASHTO).

Esse resultado concorda com o valor da RN31 e não é muito diferente do valor indicado pelo método do DNER.

É necessário ainda levantar o problema do projeto de base de SAF sobre subleitos de outros materiais, tais como as AVB. Até agora os projetistas estão utilizando o método do DNER sem corrigir o ISC com o índice de grupo e considerando a base de SAF com coeficiente estrutural igual ao da brita graduada. O índice de suporte médio das AVB situa-se em torno de 13%, o que produz espessuras de SAF variando de 25,0 a 30,0cm para valores de "N" variando entre 10^4 e 5×10^5 . Uma parte do trecho Goioerê - IVº Centenário, que será discutido no capítulo V, foi construído dessa forma e mostra resultados satisfatórios.

TABELA IV-3 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO
SOBRE SUBLEITO DE SOLO ARENOSO FINO
(CBR= 20)

MÉTODO (REFERÊNCIAS JÁ CITADAS)	TRÁFEGO N°				OBSERVAÇÕES
	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	10 ⁷	
DNER	TSD 20,0	TSD 22,0	7,5** 10,0***	9,0 10,0	NÃO EXIGE SUB-BASE
AASHO INTERIM GUIDE	3,4 10,0	7,4 10,0	12,4 10,0	19,3 10,0	COEFICIENTES ESTRUTURAIS CONCRETO ASFALTICO : 0,44 BASE : 0,14 SERVENTIA FINAL : 2,0 FATOR REGIONAL : 1,0
ROAD NOTE 31	TSD 10,0	5,0 15,0	5,0 15,0	—	NÃO EXIGE SUB-BASE
INSTITUTO DO ASFALTO (1981)	10,0 10,0	10,0 10,0	10,0 10,0	24,5 10,0	M DO SUBLEITO 490 MPa. (CURVA EXTRAPOLADA)
CEBTP	4,0 40,0	5,0 45,0	BASE TRATADA	BASE TRATADA	ESPESSURA DE BASE MAIS SUB-BASE

* O número N tomado como base foi o do DNER. Nos outros métodos foi tomado com 2 N, que é uma equivalência aproximada.

** Espessura de mistura betuminosa densa.

*** Espessura da base ou base mais sub-base.

Em todos os casos tratam-se de agregados de graduação contínua naturais ou artificiais, atendendo a faixas bem definidas. O método do CEBTP admite cascalhos lateríticos como base para os tráfegos T 2 e T 3.

Na época atual, somente quando os arenitos da formação Arenito Caiuá ou outros arenitos finos apresentam IP menor do que 6,0 e LL maior do que 40,0 ou ISC menor do que 60% na umidade ótima da energia modificada é que se usa modificá-los com cimento para utilizá-los com bases. Os teores de cimento utilizados são normalmente altos para obter-se 21,0 kgf/cm² de resistência a compressão simples em sete dias. O coeficiente estrutural utilizado é quase sempre 1,2. No caso de sub-leitos diferentes do SAF utiliza-se sub-base de solo melhorado com cimento. Os teores de cimento necessários para obter-se ISC de 80% variam entre 2 e 3% em peso, quando então é também utilizado como base. Observa-se, no Paraná, que o conceito de solo-melhorado com cimento sofreu uma certa distorção do original, sendo projetado exclusivamente pelo critério do ISC.

1.1.2) ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO.

A falta de materiais naturais de boa qualidade ou a falta de critérios seguros de seleção faz com que as bases e sub-bases sobre as AVB sejam quase sempre constituídas de basalto britado. Na região fronteiriça às ocorrências de SAF, utiliza-se este material "in natura" ou misturado com cimento para as camadas nobres do pavimento. Esta faixa de fronteira, no entanto, é muito pequena diante de enorme área de ocorrência das AVB.

Estritamente falando, portanto, os pavimentos sobre as AVB podem receber o título de pavimentos de baixo custo apenas em função dos revestimentos usados e, às vezes por uma certa ousadia da escolha das espessuras.

Para dimensionamento de estruturas sobre as AVB está sendo usado o método do DNER e eventualmente a "Road Note 31". Os ISC individuais são obtidos pelo método de ensaio do DNER, com cinco corpos de prova. A experiência já demonstrou, entretanto, que estruturas de pedra britada menos espessas do que 25,0cm são perigosas para qualquer tráfego rodoviário.

A base utilizada sobre AVB é, na grande maioria das vezes, basalto britado de graduação densa. As faixas granulométricas utilizadas são basicamente três: faixas "A" e "B" da AASHTO e uma das faixas de CDH(California Division

of Highways, atualmente CALTRANS).

O macadame hidráulico é somente usado onde os pequenos volumes não justificam a instalação de exploração de pedreira e de fabricação de britas graduadas. O projeto do macadame hidráulico é realizado de acordo com as especificações do DNER.

Mais duas variedades de base foram utilizadas sobre as AVB: solo-cal e cascalhos argilosos naturais. A primeira não aprovou por ter-se mostrado inadequada. Sofreu fortes deformações plásticas nos primeiros meses de uso. A segunda, embora tenha-se comportado melhor, é muito rara na zona de ocorrência das AVB. Assim, a experiência com esses dois tipos de bases poderá servir para outros locais com estes mesmos materiais.

Para as sub-bases sobre AVB, o "rachão" ou macadame seco, definido no capítulo III, é a regra. Em algumas obras utilizam-se a "bica corrida" ou mesmo a brita graduada a nível de sub-base. Os basaltos alterados (moledos) e solo cal são exceção.

O macadame seco, se fosse construído como é teoricamente concebido, provavelmente seria um material de tão boa qualidade como uma brita graduada. O problema é que não pode haver garantia de que todos os vazios entre as pedras de grandes dimensões estejam preenchidos por brita graduada.

Para o projetista, além disso, o macadame seco ainda padece do inconveniente de não ter suas propriedades diretamente analisáveis em laboratório. De fato, agregados com partículas de grandes dimensões sempre são difíceis testar com os equipamentos comuns de laboratório. No campo, sobre subleitos fortes (ISC maior do que 10) o macadame seco está dando sinais de comportamento aceitável. Isto, por enquanto, é com que conta o engenheiro quando projeta sub-base com esse material. Permanece o problema de conferir ao macadame seco um coeficiente estrutural. Problema, aliás, de solução difícil e provavelmente desnecessário.

O único trecho, no Estado do Paraná, que ainda funciona com sub-base de solo-cal sobre AVB foi assim construído por acidente. Inicialmente projetou-se um trecho de 44km (Francisco Beltrão-Dois Vizinhos) com base de solo-cal. Quando o trecho rompeu após poucos meses de tráfego resolveu -

se demolir a base e reconstruir o segmento com sub-base e base granular. Um pequeno trecho de poucos quilômetros, que não havia rompido, foi apenas reforçado com uma camada de 20,0cm de base granular sem demolição da base de solo-cal. Dois outros trechos foram assim construídos e tiveram o seu comportamento analisado no capítulo V.

As sub-bases de basaltos alterado possuem uma história um pouco mais consistente embora os projetistas ainda não possuam um conjunto de testes que lhes permitam escolher e indicar jazimentos. Não há, na realidade, um método de projeto para esse material. Alguns projetistas, baseados na sua experiência e em inspeção visual, indicam o uso de uma determinada jazida e fixam uma espessura sem maiores considerações teóricas. Cabe agora aos pesquisadores procurar os parâmetros que sejam capazes de separar os basaltos alterados de boa dos de má qualidade.

2.0) CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE BAIXO-CUSTO.

Os problemas construtivos de pavimentos de baixo-custo se colocam sob dois aspectos distintos: controle de execução e a execução propriamente dita. Sob o primeiro ponto de vista serão examinadas as técnicas de controle e serão revistas algumas especificações e elas relacionadas. Sob o segundo serão analisados alguns problemas postos pelo uso dos novos materiais e como foram solucionados.

2.1.) CONTROLE DE EXECUÇÃO DE REGULARIZAÇÃO, SUB-BASES E BASES

O DER/PR faz o controle de execução de obras através de um conjunto de ensaios e testes obrigatórios que estão esquematizados na tabela IV-4.

O que se propõe de novo é uma modificação nos critérios de aceitação das camadas de solos ou materiais granulares compactados. O DNER recomenda, para regularização de sub-leito, sub-bases e bases que a camada seja aceita quando a umidade cair nos limites de mais ou menos dois por cento da umidade ótima e o grau de compactação estiver, no mínimo a 100% da energia normal ou intermediária.

Nas condições estipuladas acima, o solo arenoso fino de Loanda (ver fig.III-16) pode ter, na energia normal, um valor de ISC variando entre 32% na umidade mais baixa a bem menos do que 10% na umidade maior. Para a energia intermediária a variação é mais dramática: de 70% até menos do que 10%.

Ora, se projetistas e construtores estão interessados em resistência da camada, seria melhor fixar o parâmetro mínimo de resistência e não a densidade e umidade. Isso pode ser realizado utilizando-se, no campo, a carta de ISO-ISC do solo ou agregado que está sendo compactado com a linha de ISC desejada limitando as densidades e umidades. A figura IV-1 é um exemplo de documento de aceitação de camada.

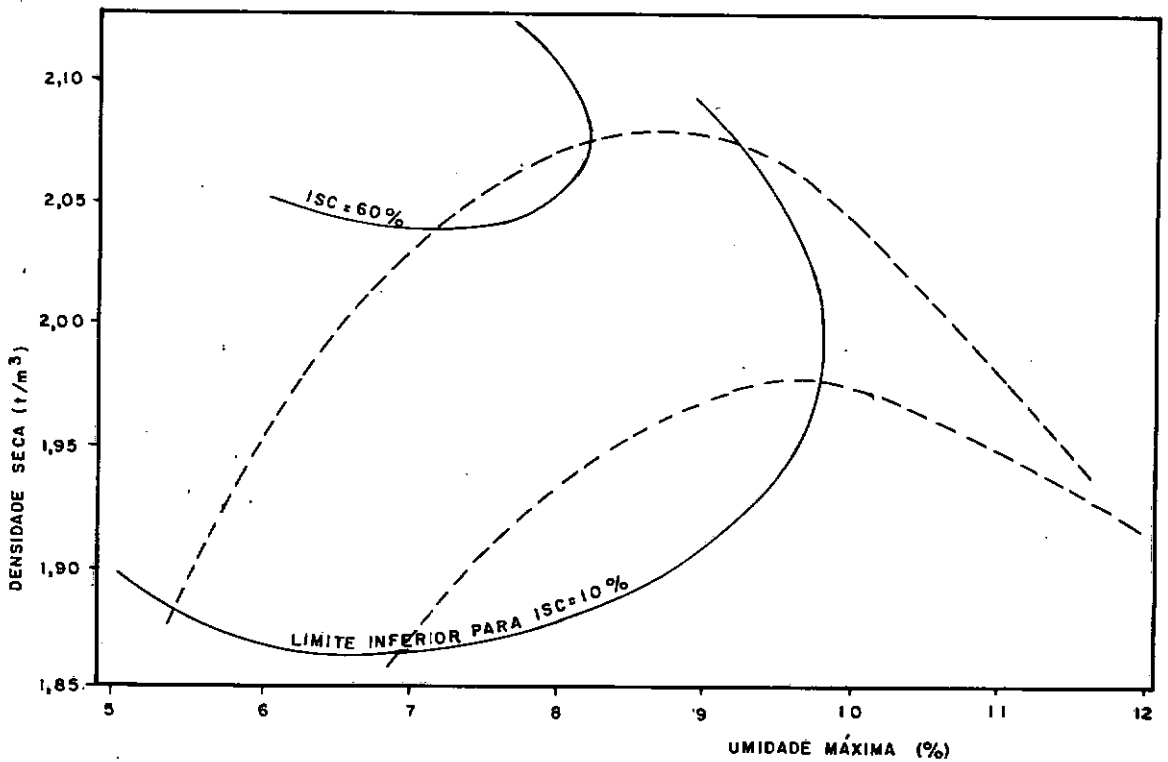


FIG.IV-1 - LIMITES PARA ACEITAÇÃO DE CAMADA COMPACTADA

Uma figura semelhante a IV-1 seria feita no escritório, a partir dos dados do laboratório para cada solo; no campo ela receberia mais duas linhas verticais correspondendo as umidades mínimas e máximas fora das quais a compactação é impraticável.

Está iniciando, no Paraná, o processo de utilização da viga Benkelman no controle de compactação.

O valor máximo admissível de deflexão é definido somente após o início da obra. No início realizam-se um número bastante grande de ensaios de densidade "in situ" e de determinações de deflexão recuperável em todas as camadas de terraplenagem e pavimentação. Escolhe-se, então, o valor máximo de deflexão correspondente ao mínimo de densidade seca e umidade exigidas. Esse valor máximo de deflexão é utilizado como padrão. Com essa prática consegue-se, em menos tempo, realizar um número muito grande de determinações para controle de qualidade.

O controle da execução das sub-bases de macadame seco (rachão) assim como o do macadame hidráulico é visual. A desvantagem do primeiro é sua maior dimensão de agregado: se houver vazios na camada estes serão maiores e portanto mais prejudiciais ao pavimento.

O processo de inspeção visual consiste em abrir-se trincheiras na camada e verificar se todos os vazios do agregado graúdo estão preenchidos pela brita miúda.

A compactação das sub-bases de basaltos alterados é ainda menos controlada. Estes materiais apresentam-se como fragmentos de tamanhos variáveis, parte dos quais, são esmagados pelos compactadores. A compactação de laboratório, com os equipamentos padrões, é geralmente problemática e quando realizada, de resultados pouco confiáveis.

Determina-se a densidade "in situ" apenas onde o material foi suficientemente destorreado para permitir tal teste. Os valores assim obtidos são normalmente mais baixos que os obtidos em laboratório e é provável que estejam abaixo do valor médio da camada que é constituída por material mais grosseiro e sofreu a mesma energia de compactação.

A solução para o controle de compactação dos basaltos alterados será a introdução de equipamentos de compactação e de densidade de campo de maiores dimensões, que ainda está em fase de estudos no DER/PR.

gregado poderia ser mais calibroso.

De uma forma geral podem-se dividir os tratamentos superficiais paranaenses em dois tipos: aqueles em que se seguiu as especificações do IPAI e os que seguiram as do DNER. Os métodos de projetos utilizados foram o da SHELL (30) e o do mosaico.

A) TRATAMENTOS SUPERFICIAIS TIPO DNER (31)

O tratamento superficial desse tipo mais utilizado foi o duplo com capa selante de penetração direta.

A primeira camada é realizada com a gregado de tamanhos compreendido entre 25 a 13mm, embora possa admitir pedras até 38mm (5%). A segunda camada admite agregados entre 19 e 4,8mm. A capa selante é realizada com material passando na peneira de 4,8mm. O ligante betuminoso mais utilizado é a emulsão catiônica de cura rápida (RR-1C).

A espessura final desse tratamento varia normalmente, dependendo da lamelaridade do agregado, entre 2,0 a 2,5cm.

Utilizou-se amplamente também o tratamento duplo, de penetração invertida e com capa selante. A diferença desse revestimento e o anterior é o tipo de ligante betuminoso empregado: cimento asfáltico de petróleo de penetração 85-100 ou 150-200.

B) TRATAMENTOS SUPERFICIAIS TIPO IPAI (32)

A especificação do IPAI para tratamentos superficiais exige o uso de cimento asfáltico como ligante, com penetração sempre invertida. O agregado utilizado não ultrapassa 19,1mm na primeira camada e 9,52mm na segunda.

Uma vez que a rocha basáltica apresenta, quase sempre, excessiva lamelaridade, a espessura desse tratamento não ultrapassa 10,0mm. Não é raro encontrar-se tratamentos duplos, com esta especificação, com espessuras compreendidas entre 6,0 a 8,0mm.

Como se verá mais tarde, no capítulo V, esta alta lamelaridade e pequena espessura não é causa de

mau desempenho, mesmo para tráfegos altos.

2.9.3) REVESTIMENTOS DE PRÉ-MISTURADO A FRIO (PMF)

A partir de 1979 ganhou impulso, no Paraná, a tendência de revestir rodovias com pré-misturado a frio diretamente sobre bases de solo-arenoso fino, solo cimento ou brita graduada.

O material é fabricado, em usinas para solos adaptados ou usinas especiais para PMF, com emulsão catiônica de rutura média e diversas faixas de agregados, cujo tamanho máximo pode variar entre 38,0 até 12,5mm.

O método utilizado para o projeto da massa é o Marshall, admitindo-se os seguintes limites (DE CHICO, 33):

- percentagem de vazios: 5 a 30
- estabilidade mínima a 75 golpes: 250 kg
- fluência, mm : 2,0 a 4,6

Os valores de fluência e estabilidade são, quase sempre, facilmente obtidos. As percentagens de vazios ficam sempre no patamar mais elevado, com valores que não ficam menores do que 20%.

A espessura desse revestimento se situa entre 30 a 50mm. Quando utilizado em processos de rejuvenescimento, o processo de espalhamento é realizado com lâmina de motoniveladora e a espessura normalmente não ultrapassa os 20mm.

B I B L I O G R A F I A

- 1- MAGALHÃES H.V., MORI, VENDRAMINI C.A., HEYN A.T., RIEKE M., ARANOVICH L.A. e CONTINI A. - Paraná: Um Programa de Acompanhamento aos Pavimentos de Baixo.Custo - XIV R.A.P. João Pessoa - 1978
- 2- NIMER E.- Clima, em GEOGRAFIA DO BRASIL - REGIÃO SUL - Volume 5 - FIBGE, Rio de Janeiro - 1977
- 3- WAMBEKE A.R. - Criteria for Classifying Tropical Soils by Age, Journal of Soil Science, 13 (1) - 1962
- 4- TRICART J. - The Landforms of the Humid Tropics, Forests and Savannas - Longman, London - 1972
- 5- CORDANI U.G. e VANDOROS P. - Basaltic Rocks of the Parana Basin, em Problems in Brazilian Gondwana Geology- Curitiba - 1967
- 6- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (IPT) - Certificado nº 540955 - São Paulo - 1978
- 7- EQUIPE DE PEDOLOGIA E FERTILIDADE DO SOLO - Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Paraná (Informe preliminar) - Ministério da Agricultura, Rio de Janeiro-1970
- 8- MELLO FILHO J.B.S.- Modelos de Previsão de Características Físicas dos Latossolos oriundos das Formações Caiuá e Serra Geral - XIX RAP - Rio de Janeiro - 1984
- 9- NOGAMI J.S. e VILLIBOR D.F.- Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias - Anais do Simp. Bras. de Solos Tropicais em Engenharia - COPPE/UFRJ-CNP_q - ABMS Rio de Janeiro - 1981
- 10- ALBA SÓRIA M.H. e FABRI G.T.- O Ensaio Mini MCV - Um Ensaio de MCV, Moisture Condition Value, com Corpos de Prova de Dimensões Reduzidas-XV R.A.P., Belo Horizonte-1980

- 11- HEYN A.T. e ARANOVICH L.A.S.- Correlações do CBR x Densidade de Seca x Umidade para Alguns Solos Paranaenses-DER/PR, Curitiba - 1980
- 12- ASTM - Annual Book of ASTM Standards - Part 19 - Philadelphia - 1977
- 13- HIGHT D.W. and STEVENS M.G.H.- An Analysis n of The California Bearing Ratio Test in Saturated Clays- Géotechnique 32, nº 4.315-22 - 1982
- 14- MEDINA J. e PREUSSLER E.S. - Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos - Solos e Rochas, Volume 3 nº 1 - A B M S - Rio de Janeiro - 1980
- 15- THE ASPHALT INTITUTE - Soils Manual for Design of Asphalt Pavement Structure - M.S. nº 10 - Maryland- 1978
- 16- CHOU Y.T. - Engineering Behavior of Pavement Materials : State of the Art - US Army Engineer, WES, SPL-Vicksburg 1977
- 17- SEED H.B., CHAN C.K. and LEE, C.E.- Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements, Proc. Int. Conf. on the Struct. Design of Asp. Pav.- Ann Arbor - 1962
- 18- MIDDLEBROOKS and BERTRAM - Development of CBR Flexible Pavement Design Methods for Airfields - A Symposium, Transactions, ASCE - 1950
- 19- BURMISTER D.M.- The Theory of Stress and Displacement in Layered Systems and Applications to the Design of Air - port Runways - Proc. H.R.B. - vol.23 - 1943
- 20- SHELL INTERNATIONAL - Shell Pavement Design Manual, London 1978
- 21- THE ASPHALT INSTITUTE - Thickness Design - Asphalt - Pavements for Highway and Streets-(MS-1)-Maryland - 1981

- 22- BARBER W.R., BRABSTON W.N. and CHOU Y.T.- A General System for the Structural Design of Flexible Pavements - 4th Int. Conf. on the Struct. Design of Asp. Pav., Ann Arbor - 1977

- 23- CARVALHO A., CHAUVEL A., GUIMARÃES J.E.P., MELFI A.J. e NÓBREGA M.T.- Caracterização Mineralógica, Morfológica e Geotécnica de Alguns Solos Lateríticos Desenvolvidos sobre Basalto na Bacia do Paraná - no Simpósio Bras. de Solos Tropicais em Engenharia-COPPE/UFRJ - CNP - ABMS - Rio de Janeiro - 1981

- 24- MORIN W.J. and TODOR P.C. - Laterite and Lateritic Soils and other Problem Soils of Tropics - Lyon Associates Inc./DNER - Rio de Janeiro - 1975

- 25- SCHNEIDER, A.W. e ROCHA, F.X.P.- Contribuição ao Emprego de Alteração de Basaltos em Pavimentação Rodoviária - Pesquisa, Publicação do Inst. de Geociências da UFRGS-nº 4 - Porto Alegre - 1974

- 26- MORI, R.T., LEME, C.R.M., ABREU, F.L.R. e PAN Y.F.- Saprolitos de Basalto - Um Estudo de seu comportamento Geotécnico em Maciços Compactados - 6º Cong. Bras. Mec.Solos e Eng. Fund. Rio de Janeiro - 1978

- 27- SILVA FILHO, B.C.- Alguns Dados sobre o Intemperismo e a Mineralogia das Argilas dos Basaltos e dos seus Solos Residuais - Tese de MSc - Inst. de Geociências UFRGS - Porto Alegre - 1972

- 28- BULMAN, J.N.- Soil Stabilization in Africa - TRRL Report LR 476 - TRRL - Overseas Unit, Berkshire - 1972

- 29- JOHNSON, A.W. and SALLBERG, J.R., Factors Influencing Compaction Tests Results - HRB, bull.319, National Academy of Sciences, Washington - 1962

- 30- SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM CO.LTD - Surface Dressing - London - 1963

- 31- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - Tratamento Superficial Duplo com Capa Selante por Penetração Direta-DNER-ES-P- 19-71, Rio de Janeiro, 1971
- 32- INSTITUTO DE PESQUISAS E APERFEIÇOAMENTO INDUSTRIAL - USP Tratamento Superficial Duplo - IPAI - ES-P- 07-76 - São Carlos - SP - 1976
- 33- DE CHICO, I.N., FERNANDES, J.A.A. e GAYER, O.A.S.- Considerações Básicas sobre a Utilização de Pré-Misturado a Frio nas Rodovias Paranaenses-DER/PR - Curitiba - 1984

ANEXO III-1
MACADAME SECO

ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO

1) OBJETIVO

A sub-base de macadame seco consiste de uma ou mais camadas de agregados britados (pedra, escória ou cascalho), de partículas entrosadas umas às outras e de material de enchimento. As camadas serão submetidas à compressão e construídas sobre o subleito preparado, de acordo com essa especificação. Dá-se preferência a esse tipo de sub-base sobre sub-leitos fortes (altos CBR).

2) MATERIAIS

2.1) AGREGADO GRAÚDO

O agregado graúdo deverá ser constituído por agregados britados. O produto de britagem deverá ter diâmetro máximo compatível com a espessura da camada e deverá ser constituído pelo produto de britador primário, limitando-se, ao máximo, o uso do material fino também produzido.

O agregado graúdo deverá ter diâmetro igual a $\frac{2}{3}$ (dois terços) da espessura final da camada executada, devendo ser constituído de fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração e de outras substâncias prejudiciais. Quando submetido a 5 ciclos no ensaio de durabilidade (DNER-ME-89-64) deve apresentar uma perda máxima de 25% com sulfato de sódio e 35% com sulfato de magnésio. A percentagem de perda no ensaio de Abrasão Los Angeles (DNER-ME-35-64) deve ser inferior a 60%.

2.2) MATERIAL DE ENCHIMENTO

a) O material de enchimento deve ser constituído pelos finos resultantes de britagem ou por materiais naturais, beneficiados ou não, que satisfaçam as seguintes faixas granulométricas:

PENEIRAS		FAIXAS				
Polegadas	mm	Percentagem em peso passando				
		I	II	III	IV	V
1	2,5	100	100	100	100	100
3/4	19	-	-	-	-	100
3/8	9,5	50-85	60-100	30-100
nº4	4,75	35-65	50-85	55-100	70-100	25-55
nº10	2,00	25-50	40-70	40-100	55-100	15-40
nº40	0,425	15-30	25-45	20-50	30-70	8-20
nº200	0,075	5-15	5-20	6-20	8-25	2-8

b) A fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar um limite de liquidez inferior ou igual a 25% e um índice de plasticidade inferior ou igual a 6%.

2.3) MATERIAL DA CAMADA DE ISOLAMENTO OU BLOQUEIO

O material da camada de bloqueio deverá ter as mesmas características do material de enchimento, descrito no item 2.2.

3) EQUIPAMENTO

São indicados os seguintes equipamentos para execução da sub-base de macadame seco:

- Rolo compactador liso vibratório;
- Carro tanque distribuidor de água com capacidade mínima de 2000 litros;
- Motoniveladora pesada;
- Trator de esteira com lâmina com potência máxima de 128 HP ou espalhador de agregado;
- Vassourões, soquetes mecânicos e pequenas ferramentas aceitas pela fiscalização.

4) EXECUÇÃO

A execução da sub-base de macadame seco será realizada sobre o sub-leito regularizado, não se admitindo que a camada seja confinada lateralmente.

A espessura mínima de cada camada será de 12,0cm (doze centímetros) e a máxima será de 21,0cm (vinte e um centímetros).

4.1) CAMADA DE ISOLAMENTO OU BLOQUEIO

Deverá ser executada, antes do primeiro espalhamento do agregado graúdo, uma camada de isolamento ou bloqueio. A camada de bloqueio deverá ser executada em toda a largura de plataforma, compreendendo pista e acostamento, tendo uma espessura após a compressão de 3 a 5cm.

4.2) AGREGADO GRAÚDO

a) O agregado será espalhado em uma camada de espessura uniforme, uniformemente solta.

Deverão ser utilizadas no espalhamento meios mecânicos como a lâmina de motoniveladora, tratores de esteira ou espalhadores de agregados.

b) Depois do espalhamento e acerto do agregado graúdo, será feita a verificação de greide longitudinal e seção transversal, com córdeis, gabaritos, etc., sendo então corrigidos os pontos com excesso ou deficiência de material; nesta operação deverá ser usado agregado com a mesma granulometria do utilizado na camada em execução, sendo vedado o uso de brita miúda para tal fim.

c) Os fragmentos excessivamente alongados, excessivamente lamelares ou de tamanho excessivo, visíveis na superfície do agregado espalhado, deverão ser removidos.

d) Antes do lançamento do material de preenchimento não será permitido qualquer tipo de rolagem sobre o agregado graúdo. Todo o acerto final de desempenho nessa face, será realizado com a motoniveladora ou trator de esteira leve.

4.3) ENCHIMENTO E COMPACTAÇÃO.

a) O material de enchimento, o mais seco possível, deverá ser a seguir espalhado por meios manuais ou mecânicos, em quantidades suficientes para preencher os vazios do agregado graúdo.

b) A aplicação do material de enchimento deverá ser feita em 1 ou 2 camadas sucessivas, durante o que, deve-se iniciar a compactação e forçar a sua penetração nos vazios do agregado graúdo por meios manuais ou mecânicos.

c) A compactação inicial da camada será realizado com um rolo do tipo vibratório aprovado pela fiscalização. Nos trechos em tangente a compactação deve partir sempre nos bordos para o eixo e, nas curvas, do bordo interno para o bordo externo.

d) Em cada deslocamento do rolo compressor, a faixa anteriormente compactada deve ser recoberta de, pelo menos, 1/3 de largura do rolo.

e) Após obter-se a cobertura completa da área a ser comprimida, deverá ser feito uma nova verificação do greide longitudinal e seção transversal, efetuando-se as correções necessárias.

f) A compactação deverá prosseguir até que se consiga um bom entrosamento dos agregados da camada.

g) Após a compactação e as eventuais correções, a camada deverá ser aberta ao tráfego da obra e geral dos usuários, devidamente direcionado, por um período de tempo suficientemente longo, de forma a verificar-se eventuais problemas e propiciar melhor entrosamento dos materiais.

h) Uma vez verificados problemas, usualmente deficiência em finos, haverá a necessidade de correções. Nesses locais a correção será realizada com material de enchimento.

i) Antes da execução da camada de base a superfície da sub-base de macadame seco deverá ser corrigida com motoniveladoras, liberada de materiais graúdos segregados e outros materiais estranhos. Deverá ser molhada e rolada novamente com rolo liso vibratório.

TABELA IV-4 - ENSAIOS MÍNIMOS EXIGIDOS NO CONTROLE DE EXECUÇÃO (CONTINUAÇÃO)

<div>ENSAIOS</div> <div>SERVIÇOS</div>	TEOR DE LIGANTE	TAXA DE AGREGADO	TEMPERATURA DE APLICAÇÃO	DENSIDADE TEORICA	DENSIDADE APARENTE	ESTABILIDADE FLUENCIA VAZIOS	VISCOSIDADE PENETRAÇÃO PONTO DE FULGOR	LAMELARIDADE ABRASAO LOS ANGELES	DURABILIDADE
DRENAGEM PROFUNDA AGREGADOS									
CORPO DE ATERRO									
CAMADAS FINAIS DE ATERROS									
REGULARIZAÇÃO DO SUBLEITO									
REFORÇO DO SUBLEITO									
SUB-BASE DE AGREGADOS SEM MISTURA									
SUB-BASE E BASE COM SOLO MELHORADO COM CIMENTO									
BASE ESTABILIZADA SEM MISTURA									
BASE DE SOLO CIMENTO									
TRATAMENTOS SUPERFICIAIS PARA APLICAÇÃO	6 ⁰ 600m	6 600m	1 APLICAÇÃO				1 CAMINHÃO	3 OBRA	
CONCRETO ASFÁLTICO	3 DIA		1 APLICAÇÃO	1 DIA	6 DIA	6 DIA	1 CAMINHÃO	3 OBRA	

TABELA IV - 4 - ENSAIOS MÍNIMOS EXIGIDOS NO CONTROLE DE EXECUÇÃO

<div>ENSAIOS</div> <div>SERVIÇOS</div>	LL LP GRANULOMETRIA LAVADA	COMPACTAÇÃO	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES	EQUIVALÊNCIA DE AREIA	GRANULOMETRIA NÃO LAVADA	UMIDADE ANTES DA COMPACTAÇÃO	PULVERIZAÇÃO	DETERMINAÇÃO DE ESPESURAS	DETERMINAÇÃO "IN SITU"
DRENAGEM PROFUNDA AGREGADOS						1 CORTE				
CORPO DE ATERRO	3 1000 m	1 1000 m	1 1000 m				6			1 400 m
CAMADAS FINAIS DE ATERRO	3 600 m	3 600 m	1 600 m				6			10 600 m
REGULARIZAÇÃO DO SUBLEITO	3 600 m	3 600 m	1 600 m				6			10 600 m
REFORÇO DO SUBLEITO	3 600 m	3 600 m	1 600 m		1 600 m		6 600 m		10 600 m	100 600 m
SUB-BASE DE AGREGADOS SEM MISTURA	3 600 m	3 600 m	1 600 m		2 600 m	3 600 m	6 600 m		10 600 m	10 600 m
SUB-BASE E BASE COM SOLO MELHORADO COM CIMENTO	3 600 m	2 600 m	3 600 m				6 600 m	10 600 m	10 600 m	10 600 m
BASE ESTABILIZADA SEM MISTURA	3 600 m	2 600 m	1 600 m		2 600 m	3 600 m	6 600 m		10 600 m	10 600 m
BASE DE SOLO CIMENTO	3 600 m	2 600 m		6 DIA			6 600 m	10 600 m	10 600 m	10 600 m
TRATAMENTOS SUPERFICIAIS PARA APLICAÇÃO						3 600 m			3 600	
CONCRETO ASFÁLTICO						3 DIA			20 600 m	3 600 m

2.2) CONTROLE DE EXECUÇÃO DE REVESTIMENTOS.

Os revestimentos pré-misturados são, no Paraná, controlados pelos parâmetros do método Marshall. Em geral não oferecem maiores preocupações aos construtores e fiscais.

Os revestimentos por penetração, por outro lado, são os que mais apresentam defeitos, geralmente por dificuldades na calibração dos equipamentos de espalhamento do agregado e/ou espargimento dos materiais betuminosos. São dois os principais problemas que ocorrem por esse motivo: 1) estriamento causado por falta de betume (falhas de bico) ou 2) exsudação por excesso de betume. Os dois problemas já foram discutidos no capítulo I desse trabalho, dando-se lá, pouca importância a exsudação, considerando-a até, quando leve, um benefício. Quando excessiva, além disso, pode ser facilmente corrigida com a adição de mais uma camada de agregado fino ou pó de pedra.

As falhas de bico, no entanto, são defeitos graves devido, normalmente à altura da barra espargidora e a angulação dos bicos.

O controle de execução dos revestimentos por penetração deve ser realizada com a calibração acurada da altura de barra e angulação dos bicos. O controle é realizado, no início de cada pano de 400 ou 600 metros, constituindo-se na verificação da altura da barra, na angulação e na limpeza dos bicos.

O controle da caixa espalhadora de agregados é realizada passando-a sobre bendejas calibradas, verificando-se se a taxa é a do projeto e se o espalhamento está sendo feito em camada única, isto é, sem superposição das partículas do agregado.

B I B L I O G R A F I A

- 1) TURNBULL, W.J. FOSTER, C.R., and AHLVIN, R.G. - Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume - Int. Conf. Struct. Des. Asp. Pav.- Proceedings-Ann Arbor - USA, 1962.
- 2) SOUZA. M.L. - Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis - DNER - Rio de Janeiro, 1966.
- 3) TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY - a guide to the structural design of bitumen-surfaced roads in tropical and sub-tropical countries - HMSO, Road Note 31-3th ed. London, 1977.
- 4) MONISMITH, C.L., TERREL, R.L., and CHAN, C.K.- Load Transmission Characteristics of Asphalt-Treated Base Courses- 2nd Int. Conf. Struct. Des. Asp. Pav.-Proceedings- Ann Arbor-USA, 1967.
- 5) THE ASPHALT INSTITUTE - Thickness Design - Asphalt Pavements for Highways and Structures - MS1 - ed. set, 1981 - Maryland, 1981.
- 6) QUEIRÓZ, C.A.V., and HUDSON, R.W.- Improved Pavement Performance Relationships in Brazil - 5th Int. Conf. Struct.Des. Asp. Pav.- Proceedings - Netherlands, 1982.
- 7) CENTRE EXPÉRIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ÉTUDES DU BÂTIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS - Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux.-CEBTP, Paris, 1980
- 8) MORIN, W.J. and TODOR, P.C.- Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of the Tropics - Lyon Ass. Inc. e IPR, Rio de Janeiro, 1976.
- 9) AASHTO - AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures - AASHTO, Washington, 1972.

CAPÍTULO V - ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO.

0) INTRODUÇÃO

Como se tornaria inexecutável o acompanhamento de todos os pavimentos de baixo custo implantados no Paraná, optou-se pela escolha de segmentos que fossem representativos das soluções inerentes a cada região. Assim foram, inicialmente, escolhidos tramos de 2000m de comprimento, denominados de "segmentos de observação". Posteriormente, devido ao excesso de tempo necessário para realização dos inventários de superfície, os segmentos foram reduzidos para 1000m centrais.

Em 1978 iniciou-se o acompanhamento nos seguintes segmentos:

- 1) Trecho Foz do Chopim-Dois Vizinhos - base de macadame betuminoso sobre solo-cal.
- 2) Trecho Pato Branco-Itapejara - base de pré-misturado a frio sobre sub-base de solo-cal.
- 3) Trecho Loanda-BR-376 - base e reforço de subleito de solo arenoso fino.
- 4) Trecho Loanda-BR-376 - base de solo arenoso melhorado com cimento e reforço de subleito com solo arenoso fino.
- 5) Trecho Goioerê-IVº Centenário - base e reforço de subleito com solo arenoso fino.
- 6) Trecho Toledo-Palotina - base de seixo argiloso estabilizado por compactação sobre regularização.
- 7) Trecho Jaguapitã-Guaraci - base de solo arenoso fino sobre regularização de subleito.

Posteriormente, em 1980 foram adicionados outros trechos aos já citados.

- 8) Trecho Toledo-Assis Chateaubriand - sub-base de macadame seco e base de brita graduada.

- 9) Trecho Dois Vizinhos-Salto do Lontra - sub-base de macadame seco (rachão) e base de brita graduada.
- 10) Trecho Francisco Beltrão-Dois Vizinhos - base de brita graduada sobre regularização.
- 11) Trecho Francisco Beltrão-Dois Vizinhos - sub-base de basalto alterado e base de brita graduada.
- 12) Trecho Xambrê-Umuarama - base de solo-cimento sobre regularização do subleito.

A figura V-1 apresenta a localização dos trechos citados dentro do seu contexto geológico.

1.0)- PARÂMETROS OBSERVADOS E MEDIDOS NA SUPERFÍCIE

A tabela I-11 do capítulo I desse trabalho classifica os defeitos observados e medidos nos segmentos de observação:

- Desgastes
- Painelas e Remendos
- Ondulações e corrugações
- Exsudação
- Trincamento
- Afundamentos

Além desses defeitos foram determinadas as deflexões recuperáveis, com viga Benkelman e as bacias de deformação características de cada segmento inventariado .

A partir de 1981 realizaram-se três determinações de irregularidades longitudinais. No ano de 1984/5 escavaram-se trincheiras em todos os trechos para a retirada de amostras de todas as camadas e determinaram-se a umidade, a densidade "in situ" e valores de ISC de campo.

1.1) DESGASTES

Os desgastes foram divididos, como já se viu no capítulo I, em localizados e generalizados. A sua medida é em metros quadrados. A medição foi realizada com

CONVENÇÃO

===== Segmento de Observação

- 1- REGIÃO DO ARENITO CAIUÁ (Solo Arenoso Fino)
- 2- REGIÃO DO TRAPP BÁSICO
- 3- ARENITO BOTUCATU
- 4- REGIÃO DO GONDWANA
- 5- REGIÃO DO DEVONIANO
- 6- REGIÃO DO PRÉ-CAMBRIANO
- 7- REGIÃO DOS DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS - C
- 8- REGIÃO DOS DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS - M
- 9- ZONA DE TRANSIÇÃO



FIG. IV- 1 - OS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO
NO SEU CONTEXTO GEOLÓGICO

trena. No início tentou-se determinar o grau do desgaste em fraco, forte, etc. No entanto, a divisão logo mostrou-se inconsequente por não haver padrão objetivo de referência para todos os segmentos.

1.2) PANEAS E REMENDOS

As panelas e os remendos são medidos em metros quadrados e a medição é realizada com trena. Não foram separados os remendos feitos sobre panelas ou sobre desgastes (profundos e rasos).

1.3) ONDULAÇÕES E CORRUGAÇÕES

A medição de ondulações e corrugações foi abandonada quando se iniciou o uso do rugosímetro. A medida era bastante subjetiva por falta de padrão geral de comparação.

1.4) EXSUDAÇÃO

A medida da exsudação é realizada em metros quadrados. Também foi abandonada a classificação subjetiva de forte, fraca, etc. Atualmente ela é classificada apenas como excessiva se pode causar problemas ao tráfego. Em nenhum segmento de observação a exsudação é excessiva.

1.5) TRINCAMENTO

Somente as trincas de classe 2 e 3 da AASHTO ou classe 2,3 e 4 do GEIPOT-ICR (Ver capítulo I) são medidas. A unidade de medida é o metro quadrado.

1.6) AFUNDAMENTOS

Os afundamentos medidos são as canelares ou trilhagem. O instrumento de medida é a treliça da AASHTO com base de 1,22m. A unidade de medida é o milímetro.

1.7) DEFLEXÃO RECUPERÁVEL

As deflexões recuperáveis são medidas com viga Benkelman com relação de braços de 2:1 (marca SOIL - TEST). O método de medição utilizado é semelhante ao descrito por KENNEDY (1), com algumas modificações.

A) O caminhão utilizado é, normalmente, um veículo de caçamba (Mercedez Benz 1113) carregado com 8,2t no eixo traseiro. Os pneus são do tipo 9,00 x 20,00 inflados com 5,62 kgf/cm².

B) A projeção do centro da roda traseira direita do caminhão é posicionada 0,5 metros antes do ponto de medição. A ponta da viga é colocada sobre o ponto, ficando o seu eixo paralelo ao eixo do veículo.

C) O caminhão move-se lentamente para frente até passar sobre o ponto de medida. Enquanto se processe o movimento do caminhão o ponteiro do extensômetro (curso de 50mm e sensibilidade de 0,01mm) também se move lentamente, atingindo a leitura máxima quando o centróide de roda passa por sobre a ponta da viga. O movimento é suficientemente lento para que possa ser feita a leitura nesse ponto.

D) A partir do ponto de leitura máxima o caminhão afasta-se indo posicionar-se no próximo ponto de teste a 20,0m de distância. Desde o início do movimento do veículo o vibrador da viga permanece ligado. Quando a leitura do extensômetro estabiliza, é realizada nova leitura e desligado o vibrador.

E) O cálculo da deflexão é realizado subtraindo a leitura final da leitura máxima e multiplicando o valor obtido por dois. Este é o valor da deflexão em centésimos de milímetros.

Verificou-se a influência do método de medida de deflexão no resultado final. Para isso usou-se também, no mesmo ponto, o método preconizado pelo DNER(2) em vários dos segmentos de observação. As diferenças encontradas não foram maiores do que a precisão do ensaio.

Para o pavimento de Toledo-Palotina e Pato Branco-Itapejara, os únicos segmentos de observações com grande espessura de mistura betuminosa, corrigiu-se a deflexão

para a temperatura com a curva do Instituto de Asfalto (TAI,3).

1.8) BACIAS DE DEFORMAÇÃO

As bacias de deformação são medidas com viga Benkelman e o mesmo caminhão utilizado para a determinação de deflexões recuperáveis. O caminhão traz soldados nos para-choques dianteiro e traseiro duas guias de ferro.

A guia dianteira serve para medir o avanço do veículo. A medição é realizada sobre uma régua de madeira de 3,0m graduada em centímetros estendida sobre o pavimento, paralela ao eixo longitudinal do caminhão. A guia traseira é posicionada de tal forma que fique perpendicular à linha longitudinal que passa pelo centro da roda dupla do lado direito (Figura V-2) e indique a posição que deve ficar a viga para que sua ponta se posicione exatamente sobre o centróide da roda dupla do lado direito.

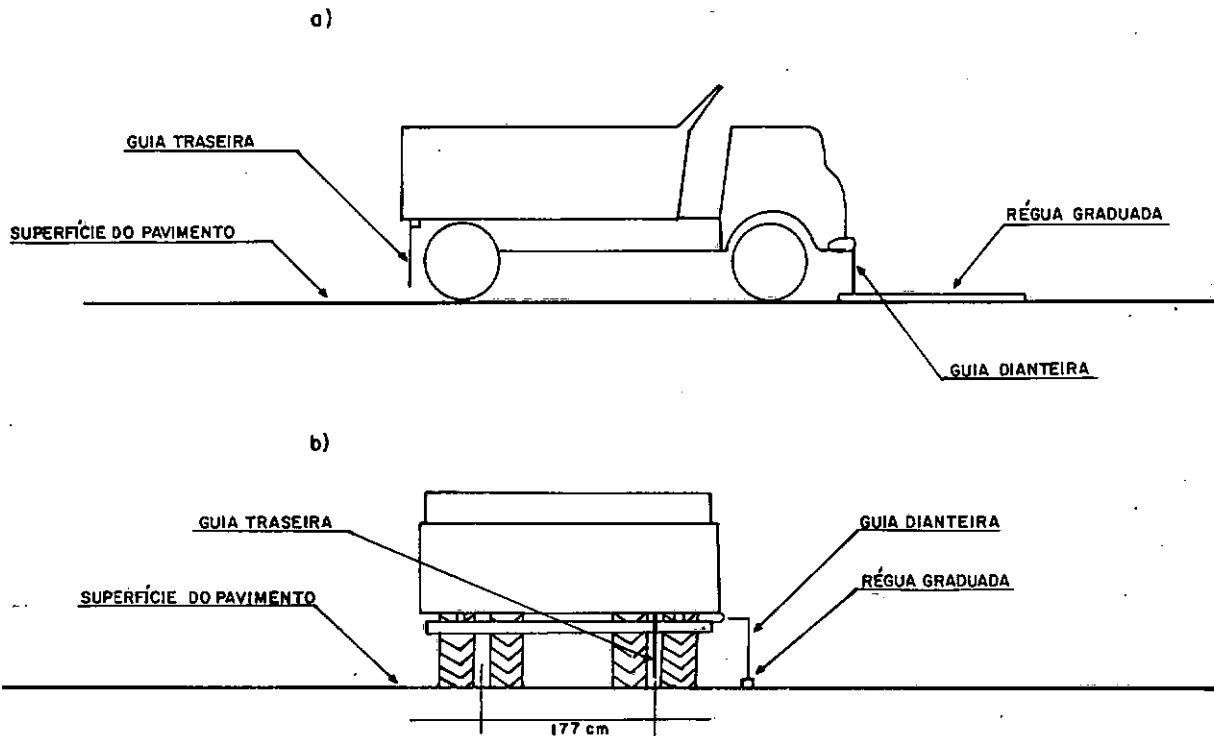


FIG.IV-2 - CAMINHÃO PREPARADO PARA MEDIÇÃO DA BACIA DE DEFORMAÇÃO. a) VISTA LATERAL b) VISTA TRASEIRA

O serviço de determinação de bacia de deformação é realizado como descrito a seguir.

A) Posiciona-se o centro da roda dupla do caminhão sobre o ponto central da bacia a ser medida. O eixo longitudinal do caminhão fica paralelo a linha do acostamento.

B) Coloca-se a régua graduada sobre o pavimento de forma que a ponta da guia dianteira esteja sobre o zero da régua.

C) Introduz-se a ponta da viga entre os pneus da roda dupla, fazendo com que a guia traseira permaneça sobre uma marca de tinta previamente marcada no braço da viga.

D) Nivelase a viga com o nível de bolha (encaixado na própria viga SOILTEST) tanto longitudinal como transversalmente. Ajusta-se o ponteiro grande do extensômetro em cem.

E) Liga-se o vibrador e inicia-se lentamente o movimento do caminhão, que deverá parar o mais próximo possível das seguintes medidas em centímetros:

5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250 e 300. Não constitui maior problema se os pontos medidos não forem exatamente estes, pois a régua é calibrada em centímetros.

F) Anota-se o valor medido no extensômetro e na régua para cada ponto medido. O valor da deflexão em cada ponto é igual a diferença entre a leitura do extensômetro no ponto e cem, multiplicado por dois.

G) O resultado é plotado em escala aritmética com as distâncias em abscissas e a deflexão em ordenadas.

Na campanha de campo de 1984 foram determinadas as bacias de deformação típicas de cada segmento de observação. Para cada um deles foi escolhido uma bacia para a deflexão mínima, outra média a outra alta.

Os resultados dessas medidas estão apresentados na tabela V-49. Nessa tabela indica-se a deflexão máxima, o comprimento da bacia o raio de curvatura calculado a 25cm do centro de carregamento pela parábola de 2º grau e o produto RC, isto é, produto do raio de curvatura pela deflexão máxima. Nos trechos de solo cimento as medidas de raio de curvatura e produto RC estão normalmente prejudicadas pelo efeito

das placas. Mesmo assim os resultados foram apresentados.

1.9) MEDIÇÃO DAS IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS

As irregularidades longitudinais dos segmentos de observação foram medidas nas quatro trilhas de roda com o rugosímetro BPR de propriedade da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Cada trilha foi percorrida, a 32 km/h, no mínimo três vezes. Se a diferença entre duas leituras fossem maiores do que 5% o percurso era refeito até atingir-se leituras compatíveis entre si; raramente isto foi necessário uma vez que o equipamento possui boa repetibilidade.

O rugosímetro BPR começou a ser utilizado nessa pesquisa a partir de 1981. O segmento de observação Foz do Chopim-Dois Vizinhos não foi medido; o segmento Pato Branco - Itapejara foi medido uma única vez em 1981, antes da sua restauração. Os outros 10 segmentos foram medidos três vezes cada um, em 1981, 1982 e 1984. Os resultados estão apresentados na tabela V-50.

A determinação da resposta do equipamento em segmentos de "índice de quarto de carro (QI)" conhecidos, foi realizada em 1979 por BARBOSA e AREIAS (6) e em fim de 1984 pelo autor (anexo V-2) em bases estáveis cedidas pelo IPR, no Estado do Rio de Janeiro.

Como o trabalho de medição de irregularidades longitudinais não é muito diferente para trechos de 1000 ou 2000m, foram realizadas medidas dos 2,0km originais dos segmentos, com leituras parciais a cada 500 metros.

2.0) CARACTERIZAÇÃO DAS CAMADAS DOS PAVIMENTOS

Em cada segmento de observação foram executadas duas trincheiras com o objetivo de caracterizar e medir as camadas do pavimento e o subleito. Em cada camada foram realizados ensaios de densidade "in situ" com o frasco de areia e o ISC de campo. Foram obtidas amostras deformadas de todas as camadas em todos os segmentos de observação. Em alguns segmentos foram também obtidas amostras indeformadas para a realização de ensaios triaxiais de carga repetida, cujos re-

sultados não serão apresentados nesse trabalho.

Sobre a maioria das amostras deformadas realizaram-se os seguintes ensaios:

- Granulometria por peneiramento e sedimentação.
- Limite de liquidez.
- Limite plasticidade.
- Densidade real dos grãos.
- Mini - MCV.
- Mini - CBR.
- Compactação na energia compatível com o tipo de camada.
- Índice de suporte californiano.

Os revestimentos foram medidos e descritos sem que se tomassem amostras para ensaios.

3.0) INTERVALOS ENTRE AS OBSERVAÇÕES

Não se manteve um intervalo de tempo rigoroso entre uma observação e a seguinte nos segmentos . Procurou-se desde 1978 fazer no mínimo uma campanha de campo por ano, tendo anos com dois levantamentos. No ano de 1982 não foram realizadas observações. Para os trechos Pato Branco-Itapejara D'Oeste e Dois Vizinhos - Foz do Chopim as observações foram definitivamente interrompidas devido a restauração completa do pavimento. Para os trechos de 1978 considera-se que o serviço sistemático de campo findou em 1984, isto é, com sete anos de observação. Para os outros segmentos a observação anual continuará por mais algum tempo ou até a sua restauração.

4.0) AVALIAÇÃO DO TRÁFEGO

Para a determinação do número de repetições de eixos padrões utilizaram-se os resultados de pesagem de eixos de carga apresentados no capítulo II desse trabalho e contagens de tráfego realizadas pela Seção de Tráfego da Divisão de Estudos e Projetos do DER/PR.

Os fatores de equivalência de eixo de carga (FEEC) referidos a partir daqui são sempre os da AASHTO para número estrutural igual a 3,0 e índice final de

serventia igual a 2,0. Para eixos triplos utilizou-se a relação de TREIBIG (referência 18 do capítulo II).

$$FEEC = \left(\frac{P}{22950} \right)^{4,22}$$

5.0) DESCRIÇÃO DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO E RESULTADOS OBTIDOS

Nesse item serão descritos cada um dos segmentos de observação e apresentados os resultados das observações e ensaios até aqui efetuados. A forma de apresentação escolhida foi a de tabelas e de gráficos.

As espessuras das camadas apresentadas nas tabelas de Características Geotécnicas (1) referem-se à média dos valores encontrados nas duas trincheiras e não a dados de projeto ou construção. Nestas mesmas tabelas os valores de densidade seca e umidade ótima foram aqueles obtidos em ensaios de laboratório compatíveis com as energias preconizadas no projeto. Os ensaios de campo de ISC foram realizados com pistão comum de 1,98 polegadas de diâmetro. O teste de ISC de laboratório foi realizado com cinco pontos de umidades diferentes e construída uma curva, ligando-os. O valor do ISC corresponde à umidade ótima da curva de compactação correspondente.

A classificação brasileira apresentada na última coluna das tabelas de Características Geotécnicas (2) corresponde a classificação de NOGAMI (referência Nº9 do capítulo III).

Nas tabelas de "Avaliação dos Segmentos de Observação" verificar-se-ão certas variações ilógicas nas medições de trilhagens e áreas trincadas: diminuição da área trincada e do valor médio da flexa com o aumento do número de repetições. Tal fato pode ser explicado, no caso da área trincada, pela variação de metodologia de levantamento ao longo dos anos. No caso da trilhagem, o nominador da fração representa o número de flexas (num total de 204) que se apresentaram iguais ou maiores do que 5mm e o denominador o valor mé-

dio das flexas iguais ou maiores do que 5mm. No último levantamento, em 06/84 o nominador tem o mesmo significado anterior e o denominador passa a ser a média de todas as 204 medições.

Os dados referentes à primeira avaliação já foram apresentados em MAGALHÃES (4) e as outras, até a penúltima em ARANOVICH (5).

5.1) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FOZ DO CHOPIM-DOIS VIZINHOS

Este trecho foi concebido inicialmente para possuir base de AVB estabilizada com 6% em peso de cal e revestimento de tratamento superficial. Como o trecho começou um processo muito rápido de rupturas plásticas, antes mesmo da data de inauguração, decidiu-se reforçar o pavimento com uma camada de 10cm de macadame betuminoso revestido com lama asfáltica.

A primeira observação de desempenho, seis meses após a abertura ao tráfego, já com um número de 10^4 repetições não mostrou defeitos graves e deflexão recuperável de aproximadamente 40×10^{-2} mm. Quatorze meses após a abertura ao tráfego, com 3×10^4 repetições de eixos padrões, o trecho estava inteiramente rompido e em processo de restauração. A restauração consistiu escarificação completa da sub-base de solo cal e do macadame betuminoso e sua posterior recompactação a nível de sub-base.

Dessa forma o segmento mudou suas características, deixando de ser acompanhado.

As tabelas V-1,2,3 e 4 resumem as características da região, dos materiais de pavimento e os dados da primeira e única avaliação do desempenho.

TABELA V-1 - FISIOGRAFIA: SEGMENTO: FOZ DO CHOPIM-DOIS VIZINHOS

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	SEGMENTO SOBRE DIVISOR EM REGIÃO FORTEMENTE ONDULADA
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS FORTEMENTE ALTERADAS. BASALTOS AMIGDALÓIDES
SOLOS	ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO E BASALTO ALTERADO. HORIZONTE "C" ESPESSE
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 18°C PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1870mm

TABELA V-2 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPES-SURA cm	DENSIDADE		X		UMIDADE		I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO		γ _s	UMIDADE	CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			γ _{MAX}	HÓTIMA	γ _s	UMIDADE					
REVESTI-MENTO	LAMA ASFÁLTICA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BASE	MACADAME BETUMINOSO	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SUB-BASE	SOLO-CAL 6% EM PESO	15	-	-	-	-	-	-	60	-	-
REFORÇO DO SUB-LEITO	BASALTO ALTERADO	20	-	-	-	-	-	-	42	-	-

TABELA V-3- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

CAMADA	GRANULOMETRIA - % - EM PESO PASSANDO - PENEIRA Nº						LL %	IP %	CLASSIFICAÇÃO	
	4	10	40	100	200	< 2 μ			HRB	BRASIL
SUB-BASE	-	100	99	-	97	-	57	15	-	-
REFORÇO DO SUBLEITO	-	VARIÁVEL		-	-	-	31	5	-	-
JAZIDA ANTES DA MISTURA	-	100	98	-	96	73	74	30	A75	LG'

TABELA V - 4 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FOZ DO CHOPIM - DOIS VIZINHOS

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m ²	REMENDOS m ²	DESGASTE m ²	EXSUDAÇÃO m ²	ÁREA TRINCADA m ²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
BASE DE MACADAME BETUMINOSO SOBRE SUB-BASE DE SOLO- CAL	1	06/78	.010	.010	0	50	0	0	0	-	32	8	33	9	INVENTÁRIOS SUSPENSOS EM 1979 DEVIDO À DESTRUÇÃO COMPLETA DO PAVIMENTO. ANO DE ABER- TURA 12/77
	2														
	3														
	4														
	5														
	6														
	7														
	8														
	9														
	10														

5.2) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO PATO BRANCO-ITAPEJARA D'OESTE

A história desse trecho é semelhante a do trecho anterior exceto que a camada de reforço escolhido foi de 10cm de pré-misturado a frio.

Optou-se pelo "rebaixamento" da camada de solo cal, então funcionando como base, para camada de sub-base. Desse modo, em segmentos que já haviam apresentado defeitos durante a construção, escarificou-se a base de solo cal juntamente com o tratamento superficial, pulverizou-se o material e, após a adição de mais dois por cento em peso de cal, compactou-se em condições tais que a camada apresentou ISC mínimo de 30%.

Os segmentos que não apresentaram defeitos foram recobertos por uma camada de pré-misturado a frio de 8,0cm de espessura e, os reexecutados, por camada de 10cm. A base de pré-misturado a frio foi selada com lama asfáltica. O segmento de observação apresenta-se, em sua totalidade, no trecho reexecutado.

A faixa de pré-misturado a frio utilizada foi:

PENEIRA	PERCENTAGEM EM PESO PASSANDO
1"	100
3/4"	77
1/2"	45
4	2

A emulsão utilizada foi a RM-1C num teor de 4,5%.

Os índices físicos e as granulometrias dos materiais constituintes do subleito e do reforço do subleito são praticamente idênticos. Dessa forma, na camada de reforço foi utilizada energia intermediária de compactação e energia normal na regularização.

A adição de 6% de cal hidratada, teor indicado pelo projeto, implicou em alteração nos índices físicos do solo natural. Isto pode ser verificado comparando-se, na tabela V-6 e V-7, os valores do reforço do subleito e a sub-ba

se, uma vez que a jazida para ambas foi a mesma.

As tabelas V-5 a V-8 apresentam as características da região, dos materiais e as quatro avaliações realizadas.

Mesmo, entretanto, com todos os cuidados tomados, o segmento não resistiu mais do que 8×10^4 repetições de eixos padrões, sendo que, em 1982, quatro anos após sua abertura ao tráfego, estava completamente destruído.

TABELA V-5 - FISIOGRAFIA: SEGMENTO: PATO BRANCO-ITAPEJARA D'OESTE

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	ONDULADO E FORTEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO HORIZONTE "B" DE 3,5m.
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO SUPER ÚMIDO, SEM SECA. TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 19°C. PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1800mm

TABELA V-6 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPESSURA cm	DENSIDADE		X		UMIDADE		I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO		Y _s	UMIDADE	CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			Y _{MAX}	HÓTIMA	Y _s	UMIDADE					
REVESTIMENTO	LAMA ASFÁLTICA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BASE	PRÉ-MISTURADO A FRIO	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SUB-BASE	SOLO-CAL	15	-	-	-	-	-	-	30	-	-
REFORÇO DO SUBLEITO	ARGILA VERMELHA DE BASALTO	20	-	-	-	-	-	-	17	-	-

TABELA V-7 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

CAMADA	GRANULOMETRIA - % - EM PESO PASSANDO - PENEIRA Nº						LL %	IP %	CLASSIFICAÇÃO	
	4	10	40	100	200	< 2 µ			HRB	BRASIL
SUB-BASE	-	100	99	-	97	-	48	13	-	-
REFORÇO DO SUBLEITO	-	100	99	-	98	-	54	17	A75	-
SUBLEITO	-	100	98	-	92	-	55	17	A75	-

TABELA V - 8 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO PATO BRANCO - ITAPEJARA D'OESTE

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m ²	REMENDOS m ²	DESGASTE m ²	EXSUDAÇÃO m ²	ÁREA TRINCADA m ²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
Inicialmente pavimento concebido como base de solo-cal revestido com tratamento superficial duplo. Posteriormente base de pré-misturado a frio sobre sub-base de solo-cal.Revestimento de lama asfáltica. PMF= 10cm SOLO-CAL-15cm REFORÇO-20cm	1	06/78	.018	.026	0	0	0	0	0	$\frac{12}{6}$	48	12	46	10	Após 01/81 a observação foi abandonada.Pavimento foi completamente restaurado. DATA DE ABERTURA 03/78
	2	01/79	.021	.031	0	-	-	0	-	-	55	15	56	14	
	3	09/79	.042	.075	0	-	-	0	-	$\frac{16}{6,7}$	52	29	52	14	
	4	01/81	.080	.116	0	3995	-	0	78	$\frac{30}{7,3}$	54	24	65	44	
	5														
	6														
	7														
	8														
	9														
	10														

5.3) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA - BR-376
(base de solo arenoso fino)

Este foi um dos primeiros trechos realizados no Estado do Paraná utilizando a técnica do solo arenoso fino como base rodoviária.

A base foi realizada com solo de jazida compactado na energia modificada com cerca de 15cm de espessura e camada de reforço do mesmo material na energia intermediária e também 15cm. Atualmente, em trincheiras cavadas no pavimento é virtualmente impossível separar as duas camadas.

Para o tratamento superficial duplo obtiveram-se, dos controles de execução, os seguintes valores:

Peneiras	% em peso passando	
	1 ^a aplicação	2 ^a aplicação
3/4"	100	-
1/2"	99	-
3/8"	60	100
4	2	84
8	1	6
200	0,6	1,2
TAXA DE AGREGADOS ($1/m^2$)	9,9	7,2
TAXA DE CAP 85-100 ($1/m^2$)	1,21	0,82

As tabelas V-9, 10, 11 e 12 apresentam as características da região, materiais e dados de acompanhamento de desempenho.

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	SUAVEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	FORMAÇÃO ARENITO CAIUÁ
SOLOS	SOLO ARENOSO FINO. ESPESSURA MAIOR DO QUE 10m.
CLIMA	SUB-QUENTE ÚMIDO COM 1 a 2 MESES DE SECA. TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 21°C. PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1280mm

TABELA V-10- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V-11 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 12- AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA - BR-376 (I)

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m ²	REMENDOS m ²	DESGASTE m ²	EXSUDAÇÃO m ²	ÁREA TRINCADA m ²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE SOLO ARENOSO FINO (ESPEC.IPAI)	1	06/78	.097	.047	0,15	0	0	3100	0	$\frac{15}{7}$	36	6	36	7	ATÉ 1980: SEGMENTO DE 2000m.A PAR- TIR DESSA DATA SEGMENTO DE 1000m. DATA DE ABERTURA 11/77
	2	01/79	.169	.080	0	0,15	0	-	0	$\frac{36}{6}$	40	7	43	6	
	3	11/79	.277	.127	-	-	-	-	-	-	47	10	45	8	
	4	02/80	.311	.140	-	-	-	-	-	-	49	9	49	7	
	5	04/81	.473	.205	-	-	-	-	-	$\frac{54}{5,2}$	46	9	45	8	
	6	05/83	.832	.335	0,51	60	300	1400	50	$\frac{36}{7,2}$	49	10	51	7	
	7	06/84	.975	.393	0	61	817	-	3960	$\frac{23}{3}$	53	9	52	7	
	8														
	9														
	10														

5.4) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA-BR-376 (base de solo melhorado com cimento)

Como, na época do projeto, não se tinha plena confiança na solução do SAF como base, optou-se por construir, metade do trecho Loanda-BR-376, com solo melhorado com cimento. O fato de que as jazidas de SAF da região não se encaixavam muito facilmente nas especificações vigentes na época corroborou com a decisão de estabilização com cimento.

A solução de pavimento adotada foi : tratamento superficial duplo com CAP 85-100, base de solo arenoso fino com 10cm de espessura estabilizada com 4% em volume de cimento portland. O reforço do subleito foi realizado com o mesmo material da base porém sem cimento.

O tratamento superficial apresenta as mesmas granulometrias e taxas do trecho anterior.

As tabelas V-13, 14, 15 e 16 apresentam as características da região, dos materiais de pavimento e dados de acompanhamento.

TABELA V-16 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO LOANDA - BR-376 (II)

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											TRILHAGEM MÉDIA mm	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE SO- LO MELHORADO COM 4% DE CIMENTO EM VOLUME	1	06/78	.097	.047	0,014	14,6	0	3100	50	$\frac{50}{6,9}$	41	6	41	9	ATÉ 1980: SEGMENTO DE 2000m.A PAR- TIR DESSA DA TA SEGMENTO DE 1000m. DATA DE ABER- TURA 11/77
	2	01/79	.169	.080	-	-	-	2990	-	$\frac{85}{6,5}$	40	7	41	6	
	3	10/79	.277	.127	-	-	-	-	-	-	43	11	43	7	
	4	02/80	.311	.140	-	-	-	-	-	-	48	8	47	8	
	5	12/80	.413	.182	-	-	-	-	-	-	42	8	43	10	
	6	04/81	.473	.205	-	-	-	-	-	$\frac{6}{6,8}$	45	9	48	6	
	7	05/83	.832	.335	0	20	17	1760	10	$\frac{6}{7,3}$	51	8	51	9	
	8	06/84	.975	.393	0,5	671	1307	-	472	$\frac{92}{5}$	50	12	53	6	
	9														
	10														

5.5) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO GOIOERÊ - IVº CENTENÁRIO

A experiência pioneira com solo arenoso fino no Estado do Paraná (07/77) foi realizada com materiais abaixo das especificações então vigentes.

A seção do pavimento apresenta um revestimento de tratamento superficial duplo com CAP-85-100; a base é de solo arenoso fino argiloso e o reforço do subleito é de solo francamente de transição. O subleito do segmento é de argila vermelha de basalto ou solo de transição muito argiloso.

O tratamento superficial duplo tem a seguinte composição (dos apontamentos da obra):

PENEIRAS	% em peso passando	
	1ª aplicação	2ª aplicação
3/4"	100	-
1/2"	93	-
3/8"	53	100
4	7	78
10	2	4,5
200	0,2	1,0
TAXA DE AGREGADO ($1/m^2$)	12,9	5,9
TAXA DE CAP 85-100 ($1/m^2$)	0,87	0,87

As tabelas V-17, 18, 19 e 20 apresentam as características da região, dos materiais do pavimento e os dados do acompanhamento.

TABELA V-17- FISIOGRAFIA: SEGMENTO: GOIOERÊ-IVº CENTENÁRIO

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	SUAVEMENTE ONDULADO A PLANO
GEOLOGIA	REGIÃO DE TRANSIÇÃO ENTRE SOLO ARENOSO FINO E ARGILA VERMELHA DE BASALTO
SOLOS	SOLOS DE TRANSIÇÃO
CLIMA	SUB-QUENTE, SUPER-ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 20°C PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1540mm

TABELA V-18 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPES- SURA cm	DENSIDADE		X		UMIDADE		I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO				CAMPO	LABOR.	MINI C B R
			γ MAX.	HÓTIMA	γ S	UMIDADE					
REVESTIMEN- TO	TRATAMENTO SU- PERFICIAL DUPLCO	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BASE	SOLO ARENOSO FINO (TRANSIÇÃO)	20	2,020	10,8	2,030	9,7	120	59	50		
REFORÇO DO SUBLEITO	SOLO ARENOSO FINO (TRANSIÇÃO)	20	1,800	17,9	1,908	13,8	105	11	14		
SUBLEITO	ARGILA VERME- LHA DE BASALTO	-	1,580	27,2	1,597	25,3	50	15	17		

TABELA V-19 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

CAMADA	GRANULOMETRIA - % - EM PESO PASSANDO - PENEIRA Nº						LL %	IP %	CLASSIFICAÇÃO	
	4	10	40	100	200	< 2 μ			HRB	BRASIL
BASE	-	100	99	58	39	29	31	17	A6	LA''
REFORÇO DO SUBLEITO	-	100	95	69	55	40	40	20	A75	LG'
SUBLEITO	-	100	97	87	80	58	58	24	A75	LG'

TABELA V-20 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO GOIOERÊ-IVº CENTENÁRIO

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE BA- SE DE SOLO ARENOSO FINO(TRANSIÇÃO). SUBLEITO DE ARGILA VERMELHA DE BASALTO	1	06/78	.028	.067	0,38	0,6	0	3810	*	$\frac{10}{6,0}$	28	5	32	11	* Trincas ca- pilares em bloco com pa- drão de 1x1m ou trincas capilares ao longo dos ro- deiros(0,6m) de largura). ANO DE ABER- TURA 07/77
	2	01/79	.054	.127	0	10	-	3220	-	-	28	4	31	10	
	3	10/79	.086	.204	-	-	50	-	-	$\frac{74}{6,4}$	32	7	34	14	
	4	02/80	.101	.239	-	-	-	-	-	-	25	5	31	14	
	5	11/80	.135	.317	-	-	-	-	-	-	33	8	40	14	
	6	04/81	.153	.358	-	-	-	-	-	-	29	5	36	14	
	7	12/81	.180	.421	0,13	2,6	70	3000	-	$\frac{9}{5,7}$	-	-	-	-	
	8	05/83	.232	.541	0,03	6,1	80	3000	-	$\frac{6}{5,7}$	36	7	46	15	
	9	06/84	.275	.645	0	17,0	91	2500	5	$\frac{18}{2,6}$	35	5	45	15	
	10														

5.6) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO - PALOTINA

O segmento Toledo-Palotina pode ser considerado de baixo custo em função de sua base. Trata-se de um seixo argiloso bem abaixo das especificações correntes. O seu revestimento é bastante nobre, constituído por uma camada de 4cm de pré-misturado a quente aberto e 4cm de concreto as - fáltico.

O sub-leito do segmento é constituído de argila vermelha de basalto.

O seixo argiloso tem a seguinte compo_{si}ção média na jazida:

PENEIRA	NA JAZIDA % passando	NA BASE % passando
4"	100	-
3"	98	-
2"	85	100
1 1/2"	76	96
1"	69	94
3/4"	65	86
3/8"	58	75
4	53	66
10	48	60
40	40	47
200	24	35

Depois de retiradas as pedras maiores e submetida a um intenso processo de compactação vibratória a base apresenta uma drástica variação granulométrica, também apresentada na tabela acima.

O pré-misturado a quente aberto apresentou as seguintes características:

Peneira	% em peso menor do que
3/4"	100
3/8"	50
4	10
10	5

TAXA DE BETUME (CAP 85-100) - 3%

Entre a base e a camada de pré-misturado existe ainda um filme de tratamento superficial duplo.

As tabelas V-21, 22, 23 e 24 apresentam as características da região, do trecho e os dados de acompanhamento de desempenho.

TABELA V-21- FISIOGRAFIA: SEGMENTO: TOLEDO - PALOTINA

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	SUAVEMENTE ONDULADO A PLANO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO C/GRANDE PROFUNDIDADE.
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO SUPER-ÚMIDO SEM SECA. TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 20°C. PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1425mm

TABELA V- 22- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (1) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPESSURA cm	DENSIDADE		X UMIDADE		I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO		CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			γ MAX.	H ÓTIMA	γ S	UMIDADE			
REVESTIMENTO	CONCRETO ASFÁLTICO	4	-	-	-	-	-	-	-
REVESTIMENTO	PRÉ-MISTURADO QUENTE	6	-	-	-	-	-	-	-
BASE	SEIXO ARGILOSO	30	-	-	-	-	-	56	-
SUBLEITO	ARGILA VERME- LHA DE BASALTO	-	1,590	25,7	1,758	17,6	85	8	6

TABELA v23 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 24 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO - PALOTINA

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS	
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO			
											TRILHAGEM MÉDIA mm	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm		DESVIO PADRÃO
REVESTIMENTO DE PRÉ-MISTURADO A QUENTE ABERTO SOBRE SEIXO ARGILOSO	1	11/77	.053	.131	0	0	0	0	0	0	38	9	38	8	* DESGATE GENERALIZADO LEVE NO LADO ESQUERDO.	
	2	06/78	.097	.241	0	0	0	0	0	0	36	8	38	7		
2ª ETAPA: SEGMENTO REVESTIDO COM 4,0cm de PMQ e 4,0cm de CONCRETO ASFÁLTICO.	3	01/79	.144	.358	0	0	0	0	0	0	32	4	30	4	DATA DE ABERTURA 11/76	
	4	09/79	.201	.501	0	0	0	0	0	0	36	4	36	6		
	5	02/80	.238	.593	0	0	0	0	0	0	33	6	34	6		
	6	11/80	.310	.771	0	0	0	0	0	$\frac{7}{5,6}$	31	9	31	8		
	7	04/81	.352	.874	0	0	0	0	0	-	34	8	34	7		
	8	12/81	.421	1.05	0	17	0	0	5	$\frac{3}{5,7}$	-	-	-	-		
	9	05/83	.574	1.43	0	51	*	0	14	$\frac{4}{7,8}$	30	7	34	11		
	10	06/84	.721	1.74	0	134	*	0	45	$\frac{8}{0,8}$	29	8	32	10		

5.7) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO. JAGUAPITÃ - GUARACI

O trecho foi contruído de solo arenoso fino com a técnica de bota-dentro lateral. Isto é, não foram necessárias muitas jazidas concentradas para a obtenção de material de boas características.

o SAF da região é bastante argiloso podendo-se considerá-lo como um solo de transição.

Inicialmente concebeu-se o pavimento com revestimento de tratamento superficial duplo. Circunstâncias extra-técnicas levaram a recobri-lo, posteriormente com uma camada de cerca de 3,5cm de concreto asfáltico.

Trata-se de um trecho de tráfego médio a pesado, tendo recebido, em sete anos de uso $1,32 \times 10^6$ repetições de eixos padrões na faixa mais carregada.

As tabelas V-25, 26, 27 e 28 apresentam as características da região, dos materiais do pavimento e os dados de acompanhamento de desempenho do segmento.

TABELA V-25 - FISIOGRAFIA: SEGMENTO: JAGUAPITÃ-GUARACI

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	SUAVEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	FORMAÇÃO ARENITO CAIUÁ
SOLOS	SOLO ARENOSO FINO PROFUNDO SEM HORIZONTES DISCERNÍVEIS.
CLIMA	SUB-QUENTE ÚMIDO COM SUB-SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 23°C PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1424mm

TABELA V-26- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V-27 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 28- AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO JAGUAPITÁ - GUARACI

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m ²	REMENDOS m ²	DESGASTE m ²	EXSUDAÇÃO m ²	ÁREA TRINCADA m ²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
TSD SOBRE SOLO ARENO- SO FINO	1	06/78	.046	.098	0,1	53	0	2140	*	$\frac{39}{5,6}$	34	7	32	8	* TRINCAS DE RETRAÇÃO SE- MELHANTES ÀS DO SOLO-CI - MENTO. ** DESGASTE GENERALIZADO NA FAIXA DO LADO ESQUER- DO. DATA DE ABER- TURA 09/77
ADICIONADO 3-4cm DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE O TRATAMENTO SUPERFICIAL.	2	01/79	.087	.186	0	-	0	0	0	-	29	9	32	8	
	3	07/79	.124	.268	0	-	0	0	0	$\frac{1}{5}$	47	11	49	9	
	4	03/80	.179	.387	0	-	0	0	0	$\frac{14}{5,5}$	41	11	46	11	
	5	12/80	.247	.536	0	-	0	0	0	-	37	10	42	9	
	6	03/81	.270	.590	0	-	-	0	-	-	47	12	48	11	
	7	12/81	.347	.760	0	-	**	0	98	-	-	-	-	-	
	8	05/83	.509	1,12	0	56	**	0	110	$\frac{5}{7,8}$	43	13	52	16	
	9	06/84	.63	1.32	0	56	**	0	1300	$\frac{8}{2}$	46	10	56	11	
	10														

5.8) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO-ASSIS CHATEAUBRIAND

A região apresenta subleitos de argilas vermelhas de basalto muito profundos, quase sem opções de materiais de construção naturais. Dessa forma, como já foi visto no capítulo IV, a única opção para o pavimento é a rocha basáltica britada.

A solução de sub-base utilizada foi o macadame seco (rachão) de tamanho máximo de 15cm. A espessura da camada é de 20 cm em média.

A base é de brita graduada na faixa "A" com a seguinte granulometria:

Peneiras	% em peso passando
11/2"	100
1"	95
3/4"	84
3/8"	55
4	38
10	26
40	14
200	8

O revestimento é constituído por revestimento superficial duplo com capa selante de penetração direta. Posteriormente, após 4 anos de uso e cerca de $1,05 \times 10^5$ repetições o trecho foi revestido com lama asfáltica. Como o acompanhamento continuou normalmente, este trecho é muito interessante do ponto de vista da análise da influência da lama asfáltica sobre a irregularidade longitudinal e trilhamento dos tratamentos superficiais. Esse assunto será analisado mais tarde nesse capítulo.

As tabelas V-29 a 32 mostram as características fisiográficas do trecho, materiais do pavimento e dados do acompanhamento do desempenho do segmento.

TABELA V-29 FISIOGRAFIA: SEGMENTO: TOLEDO-ASSIS CHATEAUBRIAND

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	ONDULADO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO DE GRANDE ESPESSURA
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANCO, SUPER-ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 20°C. PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1425mm

TABELA V-30- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPESSURA cm	DENSIDADE X UMIDADE				I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO		CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			γ MAX.	H ÓTIMA	γ S	UMIDADE			
REVESTIMENTO	LAMA ASFÁLTICA SOBRE TRATAMENTO SUP.DUPL	1,3	-	-	-	-	-	-	-
BASE	BRITA GRADUADA FAIXA "A"	13	-	-	-	-	120	-	-
SUB-BASE	MACADAME SECO (RACHÃO)	19	-	-	-	-	-	-	-
SUBLEITO	ARGILA VERMELHA DE BASALTO	-	1,565	26,5	1,585	25,2	40	13	15

TABELA V- 31 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 32- AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO TOLEDO - ASSIS CHATEAUBRIAND

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE BRI- TA GRADUADA E MACADA ME SECO.SUBLEITO DE ARGILA VERMELHA DE BASALTO	1	11/80	.057	.042	0	0	0	0	0	$\frac{40}{6,1}$	40	8	44	9	DATA DE ABER- TURA 08/77
	2	04/81	.075	.055	0	0	0	0	0	-	38	7	44	10	
	3	12/81	.105	.076	0	0	0	0	0	$\frac{32}{5,2}$	-	-	-	-	
LAMA ASFÁLTICA SOBRE O T.S.D. O TRATAMENTO COM LA- MA ASFÁLTICA NÃO FOI REALIZADO POR MOTI - VOS TECNICAMENTE JUS- TIFICADOS.	4	05/83	.172	.129	0	0	0	0	0	$\frac{39}{6,0}$	43	8	50	11	
	5	06/84	.224	.161	0	0	0	0	0	$\frac{42}{3,2}$	45	10	45	14	
	6														
	7														
	8														
	9														
	10														

5.9) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA

O pavimento do trecho Dois Vizinhos - Salto do Lontra foi concebido para suportar um tráfego maior que aquele realmente suportado.

Constitui-se de um pavimento de 40 cm de espessura granular, sendo 20cm de macadame seco e 20cm de brita graduada, recoberta com tratamento superficial duplo com capa selante, feito com CAP 85-100.

O sub-leito do segmento é constituído por basalto alterado.

A média dos resultados sobre a brita graduada apresentou os seguintes resultados:

Peneira	% em peso passando
1 1/2"	97
1"	95
3/4"	86
3/8"	52
4	26
10	16
40	8
200	1

Como pode ser verificado na tabela acima, foi tentado obter-se uma brita graduada na faixa "A" do DNER. No entanto a dificuldade de obter-se a quantidade de finos adequada, característica das rochas basálticas da região, propiciou um material mal graduado.

As tabelas V-33, 34, 35 e 36 mostram as características da região, dos materiais de pavimento e os dados de acompanhamento de segmento.

TABELA V-33- FISIOGRAFIA: SEGMENTO: DOIS VIZINHOS-SALTO DO LONTR.

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	ONDULADO A FORTEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	BASALTOS ALTERADOS
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO, ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 18°C. PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1870mm

TABELA V-34- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPES- SURA cm	DENSIDADE X UMIDADE				I S C		
			LABORATÓRIO		CAMPO		CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			γ MAX.	H ÓTIMA	γ S	UMIDADE			
REVESTIMEN- TO	TRATAMENTO SU- PERFICIAL DUPLO	2	-	-	-	-	-	-	-
BASE	BRITA GRADUADA FAIXA "A"	20	-	-	-	-	160	-	-
SUB-BASE	MACADAME SECO (RACHÃO)	20	-	-	-	-	-	-	-
SUBLEITO	BASALTO ALTERA- DO (FINO)	-	1,478	29,6	1,477	34,3	20	18	14

TABELA V-35 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 36 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES 10 ⁶		PANELAS m ²	REMENDOS m ²	DESGASTE m ²	EXSUDAÇÃO m ²	ÁREA TRINCADA m ²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
											MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE BRI- TA GRADUADA E MACADA- ME SECO. SUBLEITO DE BASALTO ALTERADO E ARGILA VERMELHA DE BASALTO.	1	11/80	.011	.019	0	151*	0	160	0	$\frac{80}{6,6}$	50	10	45	6	*REMENDOS DE CONSTRUÇÃO. NÃO HOUVE E- VOLUÇÃO. DATA DE ABER- TURA 09/78
	2	12/81	.026	.045	0	151	0	-	0	$\frac{70}{6,9}$	-	-	-	-	
	3	05/83	.052	.091	0	151	50	150	0	$\frac{53}{6,6}$	50	9	47	9	
	4	06/84	.077	.135	0	153	62	-	0	$\frac{61}{3,75}$	46	9	44	9	
	5														
	6														
	7														
	8														
	9														
	10														

5.10) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS
(base de brita graduada)

O trecho que liga as cidades de Francisco Beltrão e Dois Vizinhos, com 44 km de extensão foi construído como um grande trecho experimental. Lá podem-se verificar três tipos diferentes de pavimentos:

1) base de brita graduada sobre regularização do sub-leito,
2) base de brita graduada sobre sub-base de basalto alterado e 3) base de brita graduada sobre sub-base de solo cal.
Nos três segmentos o revestimento é concreto asfáltico com 3cm de espessura. Destes três trechos foram escolhidos para acompanhamento de desempenho o primeiro e o segundo.

No segmento de base de brita graduada sobre o sub-leito regularizado, o sub-leito é constituído de basalto alterado de granulação fina e a brita graduada apresenta a seguinte granulometria:

Peneira	% em peso passando
1 1/2"	100
1"	99
3/4"	93
3/8"	62
4	39
10	26
40	15
200	9

As tabelas V-37, 38, 39 e 40 apresentam os dados referentes à região, materiais de construção e dados dos levantamentos de campo.

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	FORTEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	BASALTO ALTERADO E ARGILA VERMELHA DE BASALTO
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO, ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 18°C PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1870mm

TABELA V-38- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V-39-CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 40 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS (I)

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm TRILHAGEM MÉDIA mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS	
			10 ⁶	L.D.							L.E.	LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
												MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm		DESVIO PADRÃO
REVESTIMENTO DE 3,0cm DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE 20,0cm DE BRITA GRADUADA.SUB - LEITO DE ARGILA VER- MELHA DE BASALTO.	1	11/80	.036	.052	0	0	0	0	0	$\frac{19}{7,2}$	50	14	66	24	DATA DE ABER- TURA 08/78	
	2	12/81	.068	.128	0	96	0	0	40	$\frac{24}{6}$	-	-	-	-		
	3	05/83	.122	.232	0	182	0	0	40	$\frac{36}{7,3}$	59	16	75	22		
	4	06/84	.172	.331	0	360	0	0	42	$\frac{24}{2,3}$	60	17	70	22		
	5															
	6															
	7															
	8															
	9															
	10															

5.11) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO-BELTRÃO - DOIS VIZINHOS (sub-base de basalto alterado).

Este foi o primeiro segmento feito no Estado do Paraná em que o basalto alterado de jazida foi utilizado como camada de pavimento.

O revestimento utilizado foi uma camada fina de concreto asfáltico sobre base de 25 cm de brita graduada na faixa "A". A sub-base foi construída com basalto alterado com espessura de 20cm.

A brita graduada utilizada apresentou, em média, a seguinte granulometria:

Peneira	% em peso passando
1 1/2"	100
1"	98
3/4"	89
3/8"	57
4	39
10	28
40	16
200	10

Como no caso do segmento de observação anterior a faixa utilizada foi a "A" da AASHTO, com um certo excesso de pó.

As tabelas V-41, 42, 43 e 44 apresentam as características da região, materiais de construção e dados do acompanhamento do desempenho do pavimento.

TABELA V-41 - FISIOGRAFIA: SEGMENTO: FCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS (II)

ASPECTO	DESCRIÇÃO
RELEVO	FORTEMENTE ONDULADO
GEOLOGIA	ROCHAS BASÁLTICAS
SOLOS	BASALTO ALTERADO E ARGILA VERMELHA DE BASALTO
CLIMA	MESOTÉRMICO BRANDO, ÚMIDO, SEM SECA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL: 18°C PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL: 1870mm

TABELA V-42- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (I) DO SEGMENTO

CAMADA	MATERIAIS	ESPESSURA cm	DENSIDADE X UMIDADE				ISC		
			LABORATÓRIO		CAMPO		CAMPO	LABOR.	MINI CBR
			γ MAX.	H ÓTIMA	γ S	UMIDADE			
REVESTIMENTO	CONCRETO ASFÁLTICO	3	-	-	-	-	-	-	-
BASE	BRITA GRADUADA FAIXA "A"	25	-	-	-	-	150	-	-
SUB-BASE	BASALTO ALTERADO	20	1,928	12,5			90	53	5
SUBLEITO	ARGILA VERMELHA DE BASALTO	-	1,475	29,4	1,466	32,7	30	15	5

TABELA V-43 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS (II) DO SEGMENTO

[illegible]

TABELA V - 44 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO FRANCISCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS (II)

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS
			10 ⁶								LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		
			L.D.	L.E.							MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	
REVESTIMENTO DE 3,0cm DE CONCRETO AS FÁLTICO SOBRE BASE DE BRITA GRADUADA E SUB-BASE DE BASALTO ALTERADO. SUBLEITO DE BASALTO ALTERADO FINO.	1	11/80	.036	.052	0	0	0	0	0	0	47	13	50	11	DATA DE ABER- TURA 08/78
	2	12/81	.068	.128	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	
	3	05/83	.122	.232	0	0	0	0	0	$\frac{25}{6,7}$	52	13	56	18	
	4	06/84	.172	.331	0	0	0	0	0	$\frac{25}{2}$	46	11	49	10	
	5														
	6														
	7														
	8														
	9														
	10														

5.12) SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO XAMBRE-UMUARAMA

A justificativa para a construção da base de solo cimento nesse trecho foi a ausência de solo arenoso fino de boa qualidade na região. Os ensaios do subleito (tabela V-46 e 47), no entanto, mostram um excelente material, com limites de Atterberg baixos e ISC de 36% na energia normal.

A espessura de base apresenta-se variando entre 14 e 20cm, sendo a média de 16cm. O teor de cimento utilizado foi de 7% em peso.

O revestimento é um tratamento superficial duplo com capa selante de penetração direta com emulsão catiônica de rutura rápida RR-1C.

As tabelas V-45, 46, 47 e 48 apresentam as características da região, materiais de construção e dados do acompanhamento do pavimento.

As figuras V-3 a 13 apresentam a evolução das deflexões recuperáveis dos diversos segmentos de observação versus o número de repetições de eixos padrões.

TABELA V-48 - AVALIAÇÃO DO SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO XAMBRE-UMUARAMA

DESCRIÇÃO DO PAVIMENTO	AVALIAÇÃO	DATA DA AVALIAÇÃO	EIXOS PADRÕES		PANELAS m²	REMENDOS m²	DESGASTE m²	EXSUDAÇÃO m²	ÁREA TRINCADA m²	Nº FLEXAS ≥ 5 mm	DEFLEXÕES				COMENTÁRIOS	
			L.D.	L.E.							LADO DIREITO		LADO ESQUERDO			
											TRILHAGEM MÉDIA mm	MÉDIA 10 ⁻² mm	DESVIO PADRÃO	MÉDIA 10 ⁻² mm		DESVIO PADRÃO
TRATAMENTO SUPERFI- CIAL DUPLO SOBRE SOLO CIMENTO. SUBLEITO DE SOLO ARE- NOSO FINO	1	11/80	.037	.057	0,01	14,9	0	0	0	0	37	10	38	10	*EVOLUÇÃO DE TRINCAS EM BLOCO CAPILA- RES.	
	2	04/81	.052	.080	-	-	-	0	0,5*	-	38	9	39	11		
	3	12/81	.080	.123	0,01	16,6	-	0	-	$\frac{3}{5,3}$	-	-	-	-		
	4	05/83	.162	.249	0,17	16,6	0,4	0	5	$\frac{3}{5,3}$	50	11	51	11		
	5	06/84	.239	.370	0	17	372	0	20	$\frac{15}{2,6}$	52	10	53	10		
	6															DATA DE ABER- TURA 07/78
	7															
	8															
	9															
	10															

TABELA V - 49 - CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS DE DEFORMAÇÃO
DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	PAVIMENTO	DEFLEXÃO MÁXIMA 10 mm	COMPRIMENTO DA BACIA	RAIO DE CURVATURA m	PRODUTO RC
LOANDA - BR 376 BASE DE SOLO ARENOSO FINO	TRATAMENTO SUPERFICIAL SOBRE SOLO ARENOSO FINO	6 5	2,60	1 04	6760
		4 3	2,60	1 84	7912
		6 0	3,00	1 08	6480
		3 6	2,40	2 08	7488
LOANDA - BR-376 BASE DE SOLO MELHORADO COM	TRATAMENTO SUPERFICIAL SOBRE SOLO	1 1	1,00	-	-
		3 3	2,60	1 30	4290
		6 1	3,00	1 56	9516
		6 4	2,50	9 5	6080
GOIOERÊ - IVº CENTENÁRIO	TRATAMENTO SUPERFICIAL SOBRE SOLO ARENOSO FINO	4 0	2,60	179	7160
		4 0	2,80	174	6960
		4 6	1,40	1 28	5888
		8 6	3,00	76	6536
TOLEDO - PALOTINA	C.A. E P.M.Q.A SOBRE SEIXO ARGILOSO (A.V.B.)	4 0	3,00	2 60	10400
		5 9	3,00	2 02	11918
		6 0	3,00	1 84	11040
JAGUAPITÃ - GUARACI	CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE SOLO ARENOSO FINO	1 9	3,00	4 46	8474
		4 9	2,40	1 33	6517
		7 1	2,60	1 14	8094
		7 2	2,80	9 5	6840
TOLEDO - ASSIS-CHATEAUBRIAND	TRATAMENTO SUPERFICIAL SOBRE BRITA GRADUADA E RACHÃO (A.V.B.)	3 9	3,20	2 84	11076
		4 3	2,80	1 89	8127
		4 5	2,80	2 40	10800
		4 9	2,90	2 02	9898
DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA	TRATAMENTO SUPERFICIAL SEM BRITA GRADUADA E RACHÃO (A.V.B.)	2 2	1,20	272	5984
		4 2	2,50	1 69	7098
		4 4	2,60	2 23	9812
		7 7	2,60	9 9	7623
FRANCISCO BELTRÃO - DOIS VIZINHOS	C.A. SOBRE BRITA GRADUADA, SUB-LEITO DE (A.V.B.)	5 1	2,80	29 8	15198
		7 4	2,80	1 30	9620
		135	2,90	73	9855
FRANCISCO BELTRÃO - DOIS VIZINHOS	O MESMO ANTERIOR COM SUB BASE DE BASALTO ALTERADO	3 6	3,00	4 46	16056
		5 8	2,10	1 42	8236
		100	2,80	77	7700
XAMBRE - UMUARAMA	TRATAMENTO SUPERFICIAL SEM SOLO-CIMENTO	2 2	3,00	1 563	34386
		6 1	2,60	1 45	8845
		7 1	2,60	1 60	11360
		7 3	2,90	1 52	11096

TABELA V-50 - IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO (RUGOSÍMETRO B.P.R.)

SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO	03/81				03/82				08/84			
	LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		LADO DIREITO		LADO ESQUERDO		LADO DIREITO		LADO ESQUERDO	
	Nº EIXOS 10 ⁶	RI (mm/km)	Nº EIXOS 10 ⁶	RI	Nº EIXOS 10 ⁶	RI	Nº EIXOS 10 ⁶	RI	Nº EIXOS 10 ⁶	RI	Nº EIXOS 10 ⁶	RI
PATO BRANCO - ITAPEJARA D'OESTE	0,080	4400	0,116	4560	—	—	—	—	—	—	—	—
LOANDA - BR-376 (I)	0,468	3080	0,199	2980	0,627	3220	0,360	3320	1,008	3920	0,404	3960
LOANDA - BR-376 (II)	0,468	3000	0,199	3060	0,627	3400	0,360	3160	1,008	4240	0,404	4120
GOIOERÊ - IV CENTENÁRIO	0,150	4680	0,350	5500	0,190	4160	0,442	4280	0,281	4880	0,658	6360
TOLEDO - PALOTINA	0,340	2280	0,852	2640	0,458	2340	1,125	2780	0,741	2360	1,785	3060
JAGUAPITÃ - GUARACI	0,270	2660	0,590	2580	0,378	2240	0,812	2380	0,650	2820	1,353	2920
TOLEDO - ASSIS CHATEAUBRIAND	0,070	3020	0,050	4860	0,119	4740	0,086	4760	0,231	4620	0,167	4980
DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA	0,008	7080	0,020	6580	0,030	7400	0,055	7280	0,079	7480	0,141	6960
FCO. BELTRÃO - DOIS VIZI- NHOS (I)	0,060	2740	0,081	2900	0,072	3340	0,142	2800	0,188	3100	0,346	3680
FCO. BELTRÃO - DOIS VIZI- NHOS (II)	0,060	2720	0,081	2900	0,072	2880	0,142	3060	0,188	3220	0,346	3200
XAMBRÊ - UMUARAMA	0,034	5260	0,060	5280	0,100	5320	0,155	5320	0,249	6220	0,372	6400

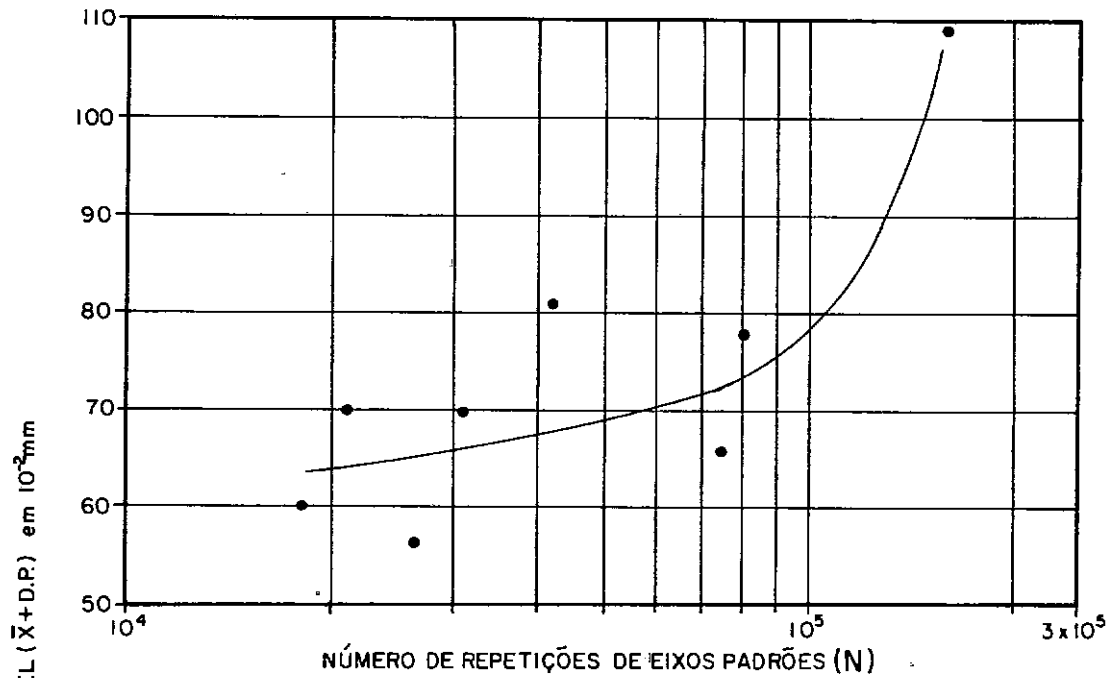


FIG.V-3 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (PATO BRANCO - ITAPE-JARA D'OESTE)

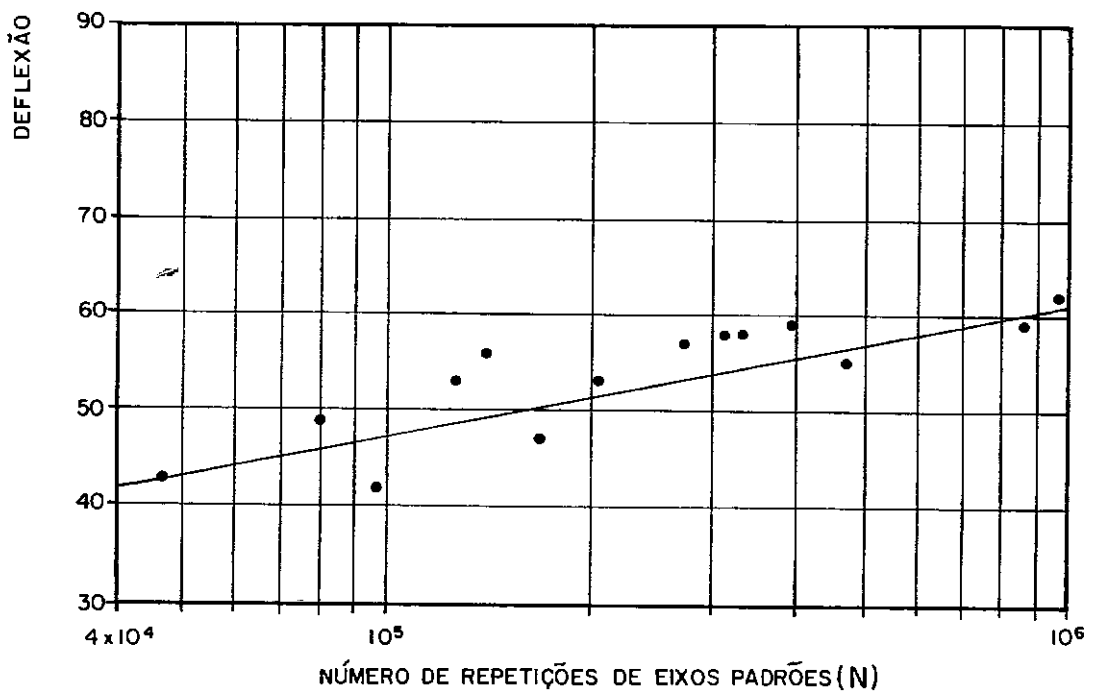


FIG.V-4 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (LOANDA - BR-376 - SEGMENTO I.)

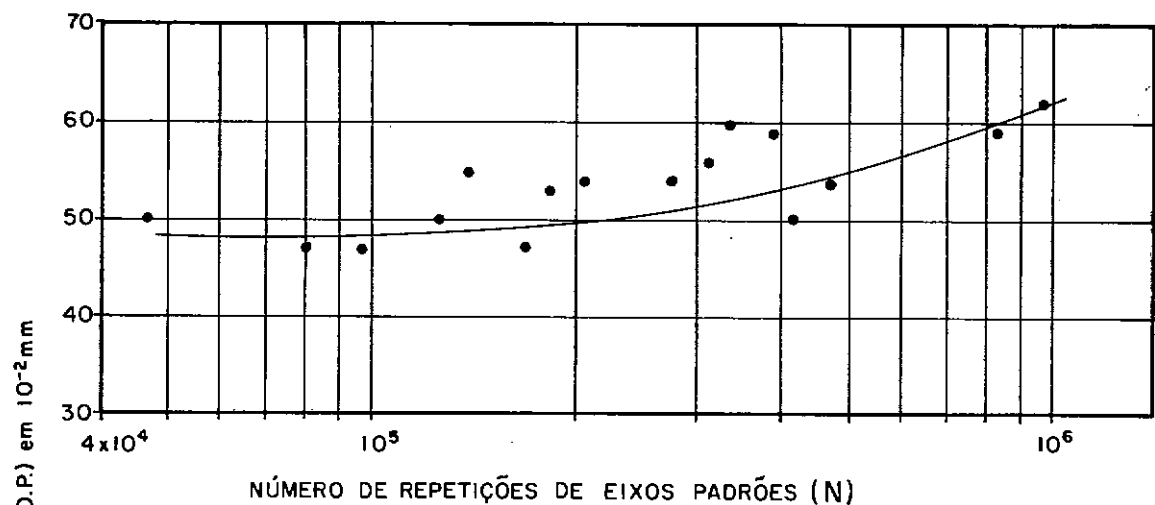


FIG. V-5- EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (LOANDA - BR-376 -
SEGMENTO II)

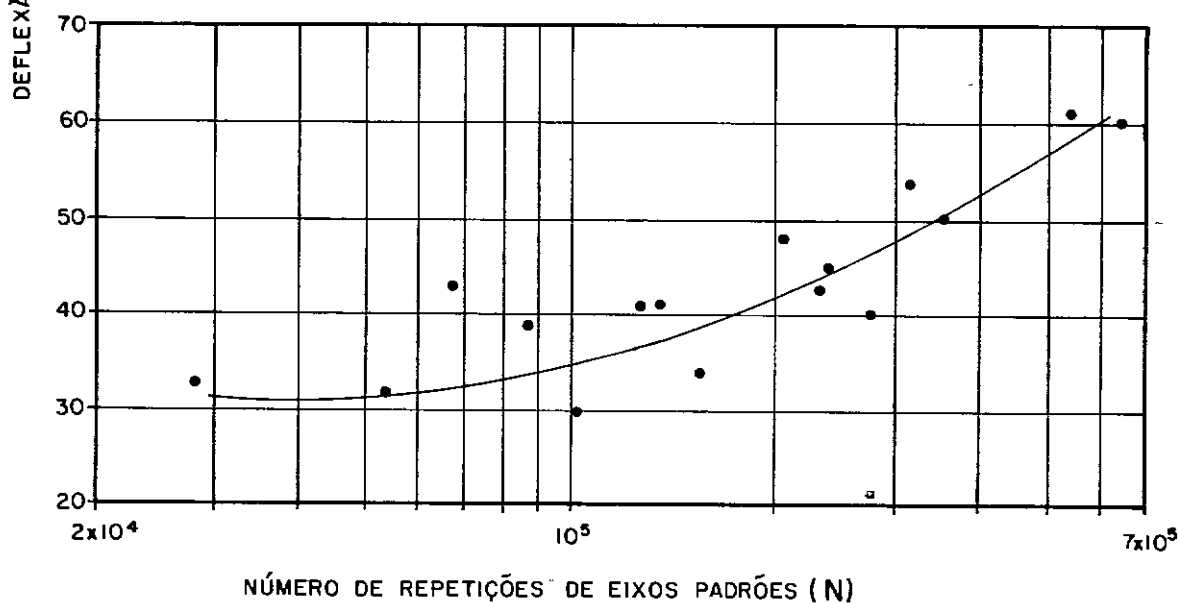


FIG. V-6- EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (GOIOERÊ- IV CEN-
TENÁRIO)

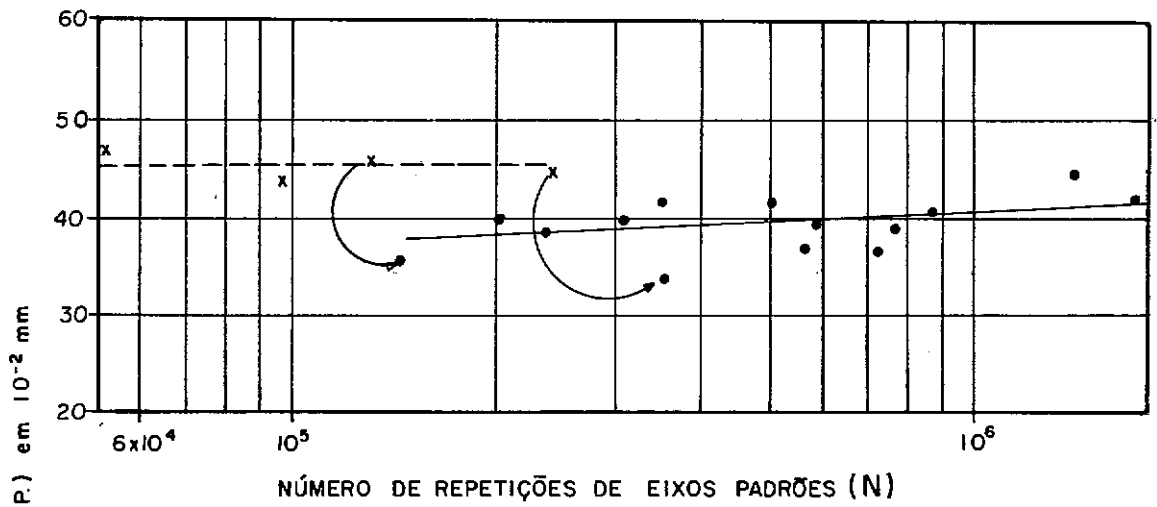


FIG.V-7 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (TOLEDO-PALOTINA)

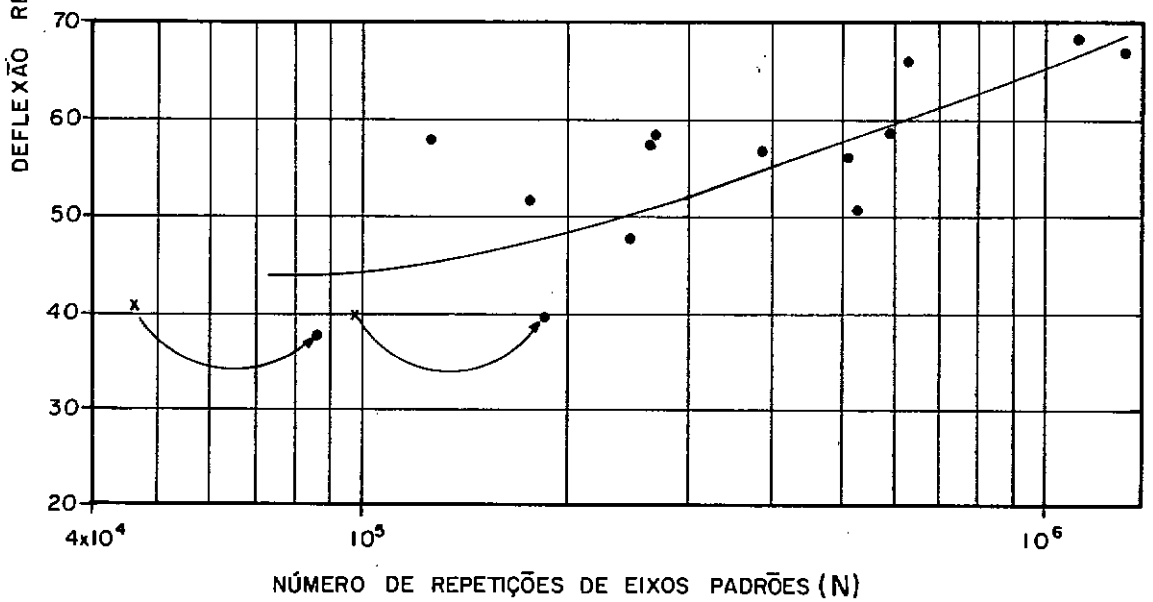


FIG.V-8 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (JAGUAPITÃ - GUARACI)

x - TRATAMENTO SUPERFICIAL
 • - CONCRETO ASFÁLTICO

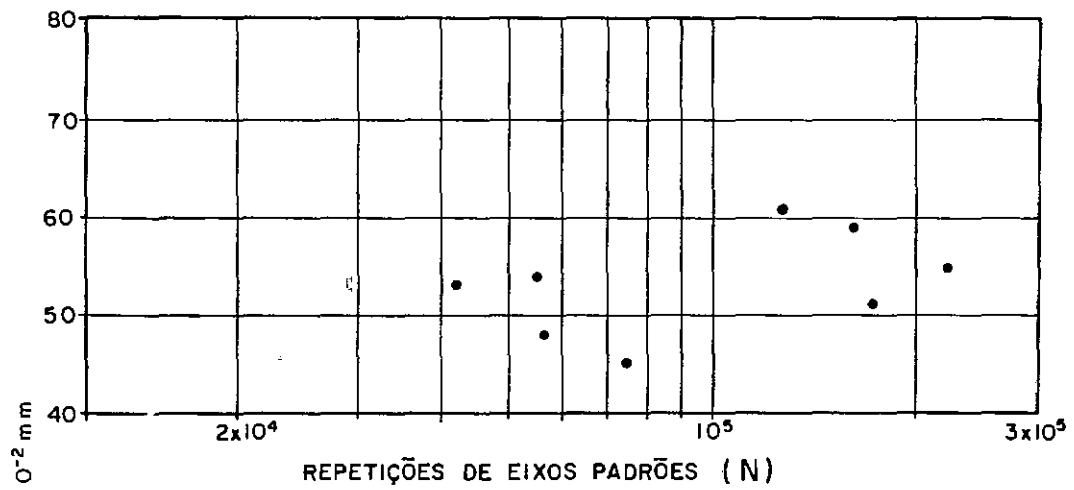


FIG.V - 9 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (TOLEDO - ASSIS CHATEAUBRIAND)

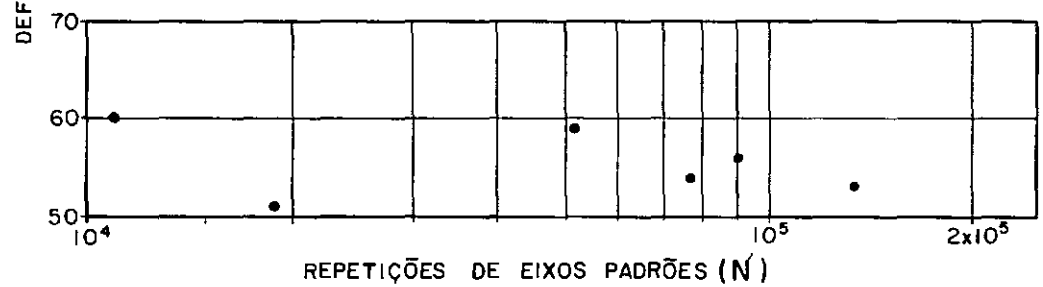


FIG.V-10 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA).

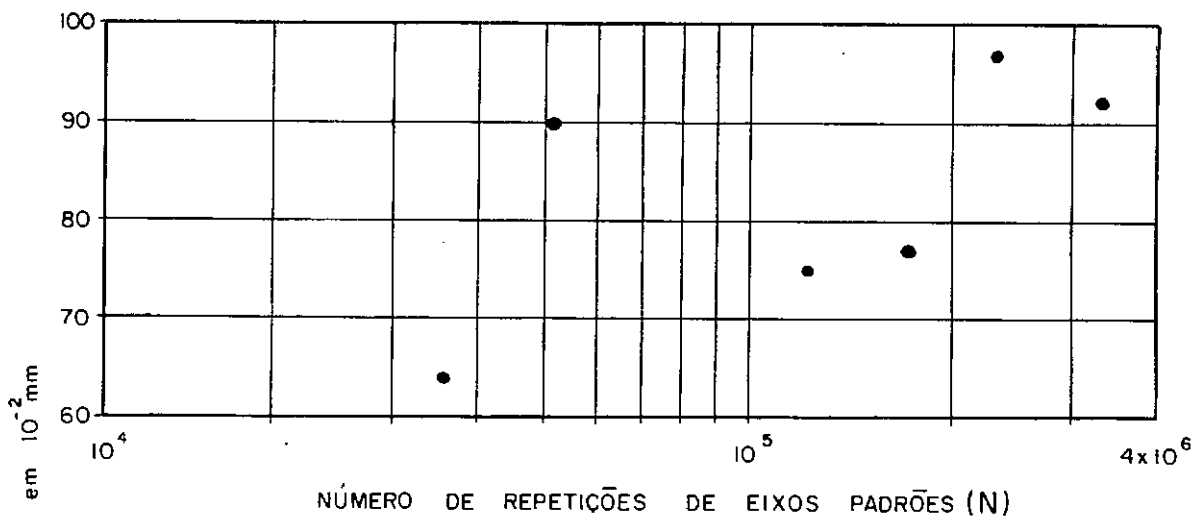


FIG-V-11 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (FRANCISCO BELTRÃO - DOIS VIZINHOS) (BASE DE B.G.)

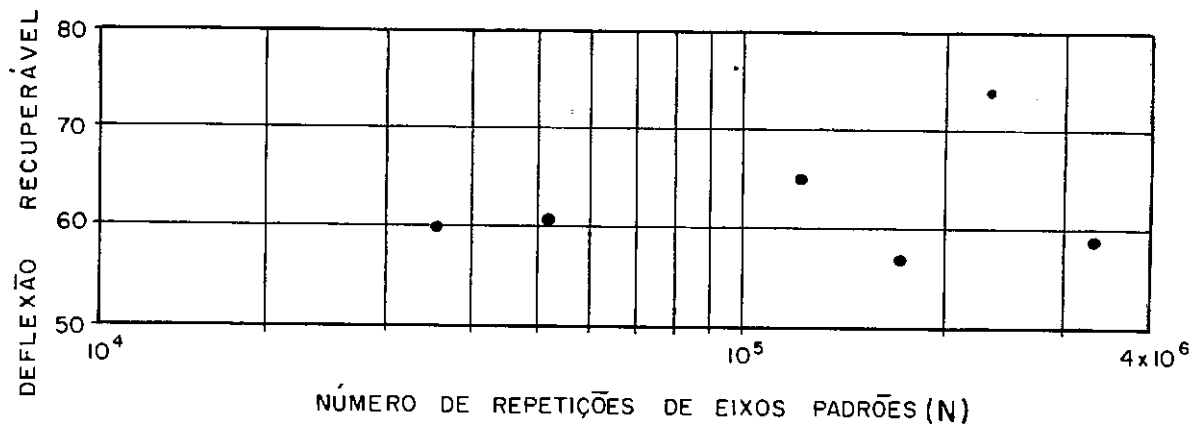


FIG-V-12 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (FRANCISCO BELTRÃO - DOIS VIZINHOS) (SUB-BASE DE BASALTO ALTERADO)

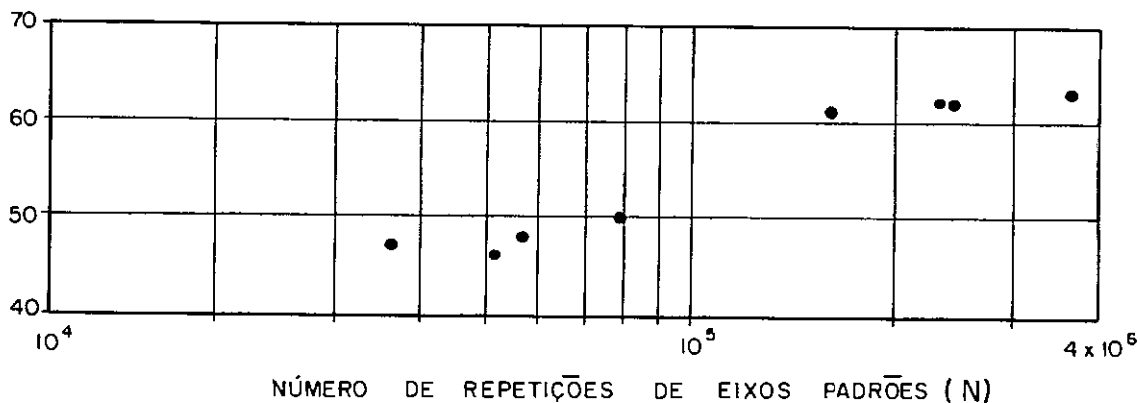


FIG-V-13 - EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES RECUPERÁVEIS (XAMBÊ - UMUARAMA)

6.0) COMENTÁRIOS

6.1) SOBRE A GEOLOGIA

A geologia da região onde se localizam os segmentos de observação é muito simples do ponto de vista geológico: ou sobre o "trapp" basáltico da formação Serra Geral ou sobre a formação Arenito Caiuá. As camadas de uma ou outra formações são praticamente horizontais e sem dobramentos apertados ou falhamentos.

O lençol de água subterrânea, em praticamente todos os segmentos de observação, exceto no trecho Pato Branco - Itapejara D'Oeste e Salto do Lontra - Dois Vizinhos, estão localizados em profundidades maiores do que 10m.

A geologia das áreas, portanto, não traz complicações adicionais à análise dos pavimentos.

6.2) SOBRE OS SOLOS

Do ponto de vista de engenharia, podem se distinguir quatro tipos de solos sobre os quais foram construídos os segmentos de observação: os solos arenosos finos, as argilas vermelhas de basalto, os basaltos alterados e os solos de transição. Provavelmente que cada um desses tipos poderia ser subdividido conforme a classificação de solos dada no início do capítulo III. Tal tarefa, no entanto, exigirá a presença, no campo, de profissional da área de pedologia. Dividindo-se os segmentos de observação por tipo de solo, tem-se a seguinte situação:

- Solos arenosos finos: 3 segmentos
- Argilas vermelhas de basalto: 4 segmentos
- Basaltos alterados: 3 segmentos
- Solos de transição: 2 segmento

6.3) SOBRE O CLIMA

Embora o sul e o norte do Estado tenham climas diferentes do ponto de vista do especialista em climatologia (mesotérmico e sub-quente), do ponto de vista dos seus efeitos sobre os pavimentos, a divisão é mais simples.

Em toda a região abrangida pelo estudo a precipitação anual média é maior do que 1250mm. A temperatura média anual situa-se em torno de 20°C com 1 ou 2° centígrados para menos ou para mais, de sul a norte da região.

A maior precipitação pluviométrica do sul (cerca de 1800mm anuais) pode ser responsável pela maior umidade média dos subleitos. Tal fato, entretanto, pode ser interpretado de outro modo: no sul ocorrem argilas vermelhas de basalto com tensão de sucção provavelmente mais elevadas do que a do solo arenoso fino do norte.

Conclui-se a variação climática da região poderia ser um fator influente no desempenho dos pavimentos, porém os dados são insuficientes para demonstrá-lo.

6.4) SOBRE OS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Todos os materiais de construção dos segmentos de observação foram discutidos sob diversos pontos de vista nos capítulos III e IV desse trabalho. Resumindo pode-se apresentar o seguinte quadro:

	Tratamentos superficiais.	5 segmentos
Revestimentos	Tratamentos superficiais com lama asfáltica.	1 segmento
	Lama asfáltica.	2 segmentos
	Concreto asfáltico.	4 segmentos
	Solo arenoso fino	4 segmentos
Base	Solo melhorado c/cimento.	1 segmento
	Solo cimento.	1 segmento
	brita graduada.	3 segmentos
	Macadame betuminoso	1 segmento
	Pré-misturado a frio.	1 segmento
	Seixo argiloso.	1 segmento

	Sem sub-base.	7 segmentos
Sub-bases	Macadame seco(rachão) .	2 segmentos
	Basalto alterado. . . .	1 segmento
	Solo cal.	2 segmentos

Certos materiais estão representados de uma forma exagerada em relação a sua importância para o Estado. Entre estes estão as bases de pré-misturado a frio, macadame betuminoso e seixos argilosos. Entre as sub-bases cita-se o solo-cal. Os materiais cima citados estão representados em três segmentos de observação: Pato Branco - Itapejara D'Oeste, Foz do Chopim-Dois Vizinhos e Toledo-Palotina. Estão em desuso, na região, as bases de solo-cimento e solo melhorado com cimento.

Os outros materiais, no entanto, representam a maior parte dos pavimentos da região em estudo.

Faltou analisar um tipo de revestimento que cada vez ganha maior aceitação no Estado do Paraná: o pré-misturado a frio. Recomenda-se iniciar segmentos de observação com esse tipo de revestimento.

Os tipos de subleitos são basicamente os quatro já descrito no item 8.2 desse capítulo. Nenhum dos materiais citados apresenta expansão apreciável e todos eles possuem um valor de ISC maior do que 8%.

Os valores de ISC constatados nos diversos tipos de subleito foram:

- solos arenosos finos. 29-36-36
- argilas vermelhas de basalto. 8 -13-13-15
- basaltos alterados. 18-18-42
- solos de transição. 15-22

6.5) UMIDADE E DENSIDADE DOS MATERIAIS

Um importante elemento na caracterização dos pavimentos é a umidade de equilíbrio dos materiais. Sabe-se que a resistência e módulos de resiliência dos materiais coesivos depende muito mais da umidade em que ele se encontra do que suas outras características.

Assim algumas camadas do pavimento e subleito foram submetidas a ensaios de densidade "in situ" e

ensaiadas no laboratório. Os resultados encontram-se nas tabelas de características geotécnicas dos segmentos de observação e estão resumidas, por tipo de material na tabela V-51.

TABELA V-51 - UMIDADE E DENSIDADE DOS MATERIAIS

MATERIAL	UMIDADE	UMIDADE	DENSIDADE	DENSIDADE
	LABORATÓRIO	CAMPO	LABORATÓRIO	CAMPO
	%	%	t/m ³	t/m ³
SOLO ARENOSO FINO	7,7	5,5	2,107	2,055
	9,8	9,0	2,070	2,029
	11,5	8,7	1,930	1,856
	10,5	8,2	1,972	2,018
SOLO DE TRAN SIÇÃO	17,9	13,8	1,800	1,908
ARGILA VERME LHA DE BASAL TO	27,2	25,3	1,580	1,597
	25,7	17,6	1,590	1,758
	26,5	25,2	1,565	1,585
BASALTO ALTE RADO	29,6	34,3	1,478	1,477
	31,6	34,9	1,386	1,419
	29,4	32,7	1,475	1,466

A análise da tabela V-51 mostra em primeiro lugar que em todos os materiais, exceto basaltos alterados, a umidade de campo está abaixo da umidade ótima de laboratório. Nos solos arenosos finos e nos solos de transição a umidade de campo encontra-se cerca de 2% abaixo da umidade ótima.

Nas argilas vermelhas de basalto a diferença pode atingir até 8%, mas com a média situando-se em torno de 2% abaixo. Nos basaltos alterados, no entanto, a umidade de equilíbrio no campo sempre é maior que a umidade ótima de laboratório em mais do que 3%.

A ilação pode ser exagerada em função do pequeno número de dados, mas é difícil fugir a tentação de afirmar que os solos completamente laterizados a umidade de equilíbrio está abaixo da ótima e que nos solos em início do processo de laterização ela situa-se acima.

Em função disso torna-se necessário rever a umidade de realização dos testes de resistência e de módulos de resiliência dos diversos materiais dos pavimento desta área do Estado do Paraná. Recomenda-se aumentar o número de dados de campo e laboratório, realizando os ensaios de campo, no mínimo, em quatro épocas diferentes do ano.

6.6) AVALIAÇÃO DA SUPERFÍCIE

6.6.1) DESGASTE NOS TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

O desgaste dos tratamentos superficiais pode ser facilmente medido se for localizado, isto é: a segunda e/ou terceira camada, em uma determinada área do tratamento é arrancada, deixando no lugar a primeira. Nesse caso a medição é realizada com trena e o desgaste é expresso em unidades de área. Se, no entanto, o desgaste for generalizado, isto é, a espessura da camada for diminuindo devido a abrasão do tráfego em toda uma ampla superfície, a medição objetiva (que produz um número) é muito difícil. Precisar-se-ia conhecer inicialmente a espessura do tratamento em vários pontos singulares e, de tempos em tempos, medi-la novamente com paquímetro. Esse desgaste seria expresso em unidades de volume. Para tratamentos bem construídos esta seria a melhor forma de medir desgaste.

Entretanto, em função da dificuldade óbvia dessa última proposição, optou-se pela medida de desgaste em área. Os resultados estão apresentados nas tabelas de "Avaliações dos Segmentos de Observação" apresentadas anteriormente.

Comparou-se os resultados obtidos com as equações de PATERSON (7) desenvolvidas para casos brasileiros. Os resultados aparecem na tabela V-52.

As equações utilizadas são as seguintes:

a)- Tempo para início do desgaste:

$$\ln(TY) = 2,465 - 0,45(CF) + 0,207(SL) - 0,189(HVA) \dots (V-1)$$

onde:

$\ln(TY)$ = logaritmo natural do tempo do início do desgaste em anos

CF= variável "dummy" para definir a qualidade de construção do tratamento superficial duplo

0= boa

1= pobre

SL= variável "dummy" para a lama asfáltica

0= sem lama asfáltica

1= com lama asfáltica

HVA= número médio de caminhões por ano em 10^5

b) Crescimento do desgaste

$$R_r = 2,226 (HVA) + 16,6 \dots \dots \dots (V-2)$$

onde:

R_r = razão percentual do crescimento do desgaste após o seu início.

c) Percentagem de desgaste

$$RAV = R_r (AGE - TY) \dots \dots \dots (V-3)$$

onde:

RAV= percentagem de desgaste

AGE= idade do tratamento em anos.

TABELA V-52- DESGASTE NOS TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	HVA	CF	SL	TY	R_r	RAV %	DESG. MEDI-DO %	DIF. %
LOANDA-BR-376(I)	2,12	1	0	5,02	21,3	42	12,1	-29,9
LOANDA-BR-376(II)	2,12	1	0	5,02	21,3	42	19,4	-22,6
GOIOERÊ-IVº CENTE-NÁRIO	2,45	1	0	4,72	22,0	50	1,4	-48,6
TOLEDO-ASSIS CHATEAUBRIAND	1,34	0	1	11,23	19,6	0	0	0
SALTO DO LONTRA - DOIS VIZINHOS	1,04	0	0	9,66	18,9	0	1	+1
XAMBRE-UMUARAMA	1,91	1	0	5,22	20,9	16	5,4	-10,6

A análise da tabela mostra de imediato uma certa discordância em alguns dos casos. A maior se encontra no trecho Goioerê - IVº Centenário onde se preve 50% de desgaste e se encontra um pavimento quase sem desgaste. Esse trecho no entanto apresenta uma grande área exsudada a qual seria responsável pela maior durabilidade do tratamento superficial. O mesmo poderia ser dito do trecho Loanda-BR-376 (S.A.F) com diferença de 22,6%.

Nos outros quatro trechos a diferença é relativamente pequena, situando-se em torno de 5% do valor previsto.

Embora a amostra apresentada seja pequena podem-se tentar as seguintes conclusões acerca do uso das equações de PATERSON:

- a média dos tratamentos paranaenses tem maior durabilidade ao desgaste que a média brasileira.
- as equações podem prever, com certa segurança, o desgaste de tratamentos não exsudados.

6.6.2) ANÁLISE DO TRINCAMENTO

Foram medidas as trincas de classe 2, 3 e 4 definidas pela "Pesquisa ICR" (Ver capítulo I).

Os resultados estão apresentados nas tabelas de "Avaliações dos Segmentos de Observação".

A medição de trincas pode ser mascarada pela presença de remendos e panelas. Assim, dois segmentos contíguos, Loanda - BR-376 (I e II), apresentam quantidade de trincamento muito diferente, embora a possuam a mesma idade, materiais de revestimento e deflexão. Por outro lado a quantidade de remendos do trecho menos trincado é muito maior. Também em um dos segmentos de Dois Vizinhos-Francisco Beltrão a quantidade de trincas é pequena mas a quantidade de remendos é grande. É quase certo que a origem dos remendos foram panelas que anteriormente foram áreas trincadas.

Para fins comparativos, calcularam-se as áreas trincadas teóricas pela equação apresentada por QUEIROZ (Ver bibliografia no capítulo I-39). A equação utilizada depende apenas da deflexão de viga Benkelman, idade e tráfego

go do segmento. Não foi utilizada a equação com o número estrutural porque na época ainda não se dispunham dos valores do ISC de campo das camadas dos pavimentos.

A equação utilizada foi:

$$CR = 18,53 + B \cdot LN(0,0456 + 0,00501AGE) \dots (V-4)$$

onde:

CR= área trincada (%)

B= deflexão com viga Benkelman (10^{-2} mm)

LN= logarítmo decimal do número de eixos equivalentes

AGE= idade do pavimento em anos.

A equação (V-4) é válida exclusivamente para pavimentos revestidos de concreto asfáltico. O exercício de utilizá-la para tratamentos superficiais deve ser encarado com cautela.

Os resultados da comparação estão apresentados na tabela V-53.

Em todos os segmentos analisados a diferença entre o valor calculado e o valor medido é substancial.

Uma conclusão importante que se desprende da tabela V-53 é a maior quantidade de trincamento nos pavimentos com base de solo arenoso fino do que nos de outros tipos.(os quatro primeiros da tabela).

Os pavimentos de concreto asfáltico, por outro lado são os que menos apresentam trincamento, embora a equação utilizada não indique valores menores do que 30% de área trincada. A pequena espessura do revestimento (2,5 4,0cm) talvez seja a responsável pela maior durabilidade dos pavimentos quanto à fratura.

Nos dois pavimentos que utilizam bases cimentadas (Loanda-BR-376-II e Xambrê-Umuarama) as trincas de classe 2 e maiores são evolução de trincas em bloco.

Nos pavimentos de base de solo arenoso fino as trincas em bloco se somam as trincas de fadiga do tratamento superficial ou concreto asfáltico.

TABELA - V-53 - TRINCAMENTO NOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	DEFLEXÃO B em 10^{-2} mm	L N	IDADE (anos)	C R % calculada	CR % medida
LOANDA - BR-376 BASE DE SOLO ARENO- SO FINO	5 3	5,9 89	6,7	4 3,6	7 0,4
	5 2	5,59 4	6,7	41,6	4 6,9
LOANDA - BR-376 BASE DE SOLO ME - LHORADO C/CIMENTO	50	5,898	6,7	41,9	11,3 *
	5 3	5,594	6,7	42,0	1,3 *
GOIOERÊ - IV CENTENÁ- RIO	3 5	5,439	6,9	33,8	0
	4 5	5,809	6,9	33,5	1
JAGUAPITÁ - GUARACI	4 6	6,120	6,8	41,0	2 7,6
	5 6	5,799	6,8	44,4	11,8
FCO. BELTRÃO - DOIS VIZINHOS - BASE DE BRITA GRADUADA	6 0	5,235	5,8	42,0	0 *
	7 0	5,520	5,8	47,4	1 *
FCO. BELTRÃO - DOIS VIZINHOS - SUB-BA- SE DE BASALTO ALTERADO	4 6	5,235	5,8	36,5	0
	4 9	5,520	5,8	38,7	0
DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA	4 6	4,886	5,9	35,4	0
	4 4	5,130	5,9	35,5	0
TOLEDO - PALOTINA	2 9	5,858	7,6	32,7	0,1
	3 2	6,240	7,6	35,2	0,2
TOLEDO - ASSIS	4 5	5,342	6,8	37,7	0
CHATEAUBRIAND	4 5	5,207	6,8	37,2	0
XAMBRE - UMUARAMA	5 2	5,378	5,9	39,5	0,5
	5 3	5,568	5,9	40,7	1

* Trechos com grande quantidade de remendos mascarando o trincamento.

6.6.3) ANÁLISE DO TRILHAMENTO

Até a avaliação de 1983 eram somente anotados os valores medidos de afundamentos de trilhas de rodas iguais ou maiores do que cinco milímetros. A média apresentada até aquela data referia-se somente a esses valores. Na última avaliação resolveu-se modificar a metodologia, medindo e anotando todos os valores encontrados nas quatro trilhas de roda, a cada 20m. Os resultados indicam uma trilhagem muito baixa em todos os pavimentos estudados, com uma média das médias igual a 2,7 com desvio padrão de 1,0.

Estes valores são extremamente baixos e não podem ser considerados na análise do desempenho dos pavimentos.

6.6.4) A EXSUDAÇÃO

Já se falou bastante sobre a exsudação nos tratamentos superficiais nos outros capítulos desse trabalho e as conclusões já foram adiantadas. Nesse capítulo V, no item 6.6.1 demonstrou-se que os tratamentos exsudados tem maior resistência ao desgaste. Sugere-se que, doravante, considere-se a exsudação como defeito dos tratamentos superficiais somente quando ela for excessiva.

6.6.5) PANELAS E REMENDOS

A área de panelas em todos os trechos é extremamente pequena. Isto indica que a conservação é primorosa.

O DER/PR tem por política fazer todos os seus remendos de forma retangular, com dois lados paralelos ao eixo da rodovia. Todos os remendos estão sendo realizados com pré-misturado a frio.

Assim sendo não é facil distinguir remendos rasos dos remendos profundos, coisa que seria aconselhável.

A tabela V-54 apresenta os valores de área de panelas mais área de remendos juntamente com a idade do pavimento. Verifica-se examinando essa tabela que apenas

dois segmentos que ainda estão sendo acompanhados apresentam área remendada maior do que 5%. Todos os outros apresentam área menor do que 2,5%.

O trecho Pato-Branco-Itapejara D'Oeste quando foi avaliado pela última vez, com idade de 3,5 anos, encontrava-se com área remendada de 57%. Em outras palavras, já tinha terminado a sua vida útil há algum tempo.

TABELA V-54- ÁREA REMENDADA DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	ÁREA REMENDADA	ÁREA TOTAL	% REMENDADA	IDADE ANOS
FOZ DO CHOPIM-DOIS VIZINHOS	50	-	-	-
LOANDA-BR-376 (I) Base de S.A.F.	61	6750	0,9	6,7
LOANDA-BR-376 (II) Base de Solo Melhorado c/cimento	671	6750	9,9	6,7
GOIOERÊ-IVº CENTENÁRIO	17	6700	0,3	6,0
TOLEDO-PALOTINA	134	6600	2,0	7,7
JAGUAPITÃ-GUARACI	56*	6600	*	6,9
TOLEDO-ASSIS CHATEAU-BRIAND	0	7000	0	7,0
DOIS VIZINHOS-SALTO DO LONTRA	153*	6400	*	5,9
FCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS(I) (Base de Brita graduada)	360	6600	5,5	6,0
FCO BELTRÃO-DOIS VIZINHOS(II) (Sub-base de Basalto alt)	0	6600	0	6,0
XAMBRE-UMUARAMA	17	6900	0,2	7,1
PATO BRANCO-ITAPEJARA D'OESTE	3995	7000	57	3,5

* Remendos executados durante a construção e que não sofreram evolução posterior.

Os dois trechos que apresentam área remendada maior que cinco por cento são Loanda-BR-376 (II) e Francisco Beltrão - Dois Vizinhos(I). O primeiro é um tratamento superficial duplo sobre base de solo melhorado com cimento. A maior parte dos remendos é certamente rasa e somente substitui o revestimento, de acordo com informações prestadas pelo Distrito Rodoviário local.

As placas que foram fechadas originaram-se da evolução das falhas de bico e não se tem notícias de rupturas plásticas.

No segundo trecho, com 5,5% de área remendada a situação é diferente. Os remendos são profundos e estão corrigindo rupturas plásticas profundas, provavelmente do subleito.

Nos outros casos a origem dos remendos se distribui da seguinte forma: desgaste total do revestimento nos tratamentos superficiais e fadigamento da capa nos pavimentos com concreto asfáltico.

Conclui-se desse item que as placas e os remendos profundos não aparecem com frequência exagerada em pavimentos bem projetados e construídos, por um período razoável de tempo.

Em tratamentos superficiais com falhas de bico e base de solo arenoso fino, os remendos originam-se no desgaste da capa, sem que a base seja responsável pelo evento.

Nos casos de Pato Branco-Itapejara D'Oeste e Francisco Beltrão - Dois Vizinhos os remendos são originados de rupturas plásticas profundas, o que indica erros de projeto e de construção.

6.6.6) IRREGULARIDADES LONGITUDINAIS

Verificou-se, após a segunda calibração do rugosímetro BPR, em 1984, uma queda geral da irregularidade longitudinal de quase todos os segmentos. Outros fatos, que serão discutidos no anexo V-2 produzem uma certa descrença nos resultados até aqui obtidos. Portanto, toda a discussão abaixo, deve ser tomada como qualitativa e aproximativa.

Os pavimentos analisados apresen -

tam três níveis distintos de irregularidade longitudinal:

- Revestimento de Concreto asfáltico - 2200 a 3200 mm/km
- Tratamento superficial (IPAI) sobre base de solo arenoso fino - 2800 - 5000 mm/km
- Tratamento superficial (DNER sobre solo cimento ou brita graduada - 4600 - 7400 mm/km

Os valores para concreto asfáltico estão dentro da média brasileira; considerando a equação de VISSER e QUEIROZ (8):

$$QI = 0,02188 (RI) - 23,3698. (V-5)$$

e sendo que o QI mínimo para pavimentos asfálticos pode ser obtido de qualquer uma das equações apresentadas por QUEIROZ (9) zerando-se as outras variáveis; por exemplo:

$$QI^* = 21,8 + 5,16TS + 0,515A + 7,22 \times 10^{-5} (B \times LN)^2. . (V-6)$$

Considerando concreto asfáltico, zero anos a zero repetições de eixos, tem-se para QI:

$$QI_{\min} = 21,8 \text{ cont./km}$$

Utilizando esse valor na equação que relaciona o resultado do rugosímetro BPR, o RI com o QI e rearranjando, obtém-se

$$RI_{\min} = 1058 + 45,7 \times 21,8$$

$$RI_{\min} = 2054 \text{ mm/km}$$

Para alguns tratamentos superficiais duplos (IPAI) sobre solos arenosos finos o valor acima ainda é relativamente alto.

Como o intervalo de confiança de 95% da equação do QI é mais ou menos 21,1, pode-se concluir que os resultados obtidos pelo rugosímetro estão dentro da faixa esperada e que os concretos asfálticos possuem irregularidades longitudinais razoáveis.

Para tratamentos superficiais, o RI_{\min} seria de 2300 mm/km. Este valor é a metade do valor mínimo obtido para os tratamentos superficiais, projetados pela especificação do DNER, existentes no Estado do Paraná.

O pavimento de Dois Vizinhos-Salto do Lontra apresenta valores de RI muito altos, em torno 7000 mm/km. Esse valor é grande, mesmo em relação a outros tratamentos tipo DNER. Este fato, no entanto, é ocasionado pela falta de nivelamento da base de brita graduada na fase de construção.

As tabelas V-55, 56 e 57 apresentam os resultados da tabela V-49 transformados em QI pela equação (V-5) para concretos asfálticos e $QI = 0,0175 RI - 7,75$ para tratamentos superficiais para os serviços de campo de 1981 e 1982. Para os serviços de campo de 1984 as equações usadas foram:

para RI até 3800 mm/km: $QI = 0,0286 RI - 49,55$

para RI maior que 3800 mm/km: $QI = 0,00503 RI + 40,39$.

Os valores de QI^* foram calculados pela equação (V-6).

Considerando um valor de QI igual a 60 para admitir que o pavimento está em vias de ser restaurado, percebe-se que sete estão acima desse valor. Um deles, Pato Branco - Itapejara já foi restaurado. Os segmentos I e II do trecho Loanda - BR-376 estão com QI em torno de 60 cont./km e com a superfície bastante afetada em termos de trincamento de classe 2 (segmento I) e remendos (segmento II). O trecho Goioerê-IVº Centenário embora esteja com irregularidades alta ($QI=70$) não apresenta outras características que recomende a restauração imediata.

Os trechos Toledo-Assis Chateau - briard e Dois Vizinhos - Salto do Lontra, embora apresentem altas irregularidades longitudinais ($QI = 70$ e 85 respectivamente) estão do ponto de vista estrutural em boas condições. Não se espera restaurar nenhum dos dois trechos em prazo curto.

O segmento Xambrê-Umuarama apresenta QI em torno de 70 cont/km, um aspecto de superfície ainda bom, mas um valor médio, de deflexão recuperável muito acima do esperado para uma base de solo cimento. Provavelmente este último aspecto é mais preocupante do que o primeiro, uma vez que a irregularidade longitudinal inicial do segmento já era alta.

O problema da alta irregularidade dos últimos três segmentos citados talvez esteja mais ligado ao revestimento em tratamento superficial do tipo DNER do que

TABELA V- 55 - PREVISÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	TS	ANO (ANOS)	B DEFLEXÃO 10 mm	N REPETIÇÕES DE EIXOS PADRÕES	QI CALCULADO cont/km	QI MEDIDO C/RUGOSÍM. cont/km
PATO BRANCO ITAPEJARA D' OESTE	1	2,75	54	0,080	33,4	69,2
			65	0,116	36,2	72,0
LOANDA-BR-376 (I) base de solo arenoso fino	1	3,3	46	0,468	33,6	46,1
			45	0,199	32,8	44,4
		4,3	50	0,627	35,2	48,6
			48	0,360	34,3	50,3
		6,7	53	1,008	37,7	60,1
			52	0,404	36,5	60,3
LOANDA-BR-376 (II) base de solo melhorado com cimento	1	3,3	45	0,468	33,4	44,8
			48	0,199	33,3	45,8
		4,3	48	0,627	34,8	51,8
			49	0,360	34,5	47,6
		6,7	50	1,008	36,9	61,6
			53	0,404	36,8	61,1
GOIOERÊ - IVº CENTENÁRIO	1	2,6	29	0,150	29,9	74,2
			36	0,350	31,2	88,5
		3,6	36	0,190	31,4	65,1
			46	0,442	33,7	67,2
		6	35	0,281	32,7	64,9
			45	0,658	35,0	72,4
TOLEDO-PALOTINA	0	4,3	34	0,340	26,6	29,5
			34	0,852	26,9	38,6
		5,3	30	0,458	26,6	31,0
			34	1,125	27,2	42,2

TABELA V- 56 - PREVISÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	TS	ANO (ANOS)	B DEFLEXÃO 10 mm	N REPETIÇÕES DE EIXOS PADRÕES	QI CALCULADO cont/km	QI MEDIDO C/RUGOSÍM. cont/km
TOLEDO-PALOTINA	0	7,7	29	0,741	27,9	17,9
			32	1,785	28,7	38,0
JAGUAPITÁ-GUARA CI	0	3,5	47	0,270	28,3	39,1
			48	0,590	29,1	37,1
		4,5	42	0,378	28,1	28,4
			50	0,812	30,4	32,0
		6,9	46	0,650	30,5	31,1
			56	1,353	33,9	34,0
TOLEDO - ASSIS CHATEAUBRIAND	1	3,6	38	0,070	31,3	45,1
			44	0,050	31,9	77,3
		4,6	40	0,119	32,3	75,2
			47	0,086	33,2	75,6
		7,0	45	0,231	34,8	68,0
			45	0,167	34,6	63,6
DOIS VIZINHOS- SALTO DO LONTRA	1	2,5	50	0,008	31,0	65,4
			45	0,020	30,9	107,4
		3,5	50	0,030	32,4	121,8
			46	0,055	32,2	119,7
		5,9	46	0,079	33,7	78,0
			44	0,141	33,7	75,4
FRANCISCO BEL- TRÃO-DOIS VIZI- NHOS (I) base de brita graduada	0	2,6	50	0,060	27,3	41,1
			66	0,081	30,7	45,2
		3,6	55	0,072	28,8	53,4
			70	0,142	33,0	42,7

a outros fatores.

Por outro lado o segmento Francisco Beltrão - Dois Vizinhos (I) está com irregularidade longitudinal próxima de 60 cont./km e além disso outros aspectos tais como quantidade remendos e o aspecto frágil da superfície causam preocupação. Nesse caso a restauração é prevista para breve.

6.7) AVALIAÇÃO ESTRUTURAL COM VIGA BENKELMAN

6.7.1) DEFLEXÃO

Os pavimentos de baixo custo com base de solo arenoso fino analisados neste trabalho apresentam uma tendência bem pronunciada de crescimento da deflexão com o número de repetições de eixos (figuras nº V-3 a 13). Dos pavimentos estudados, apenas um pode ser considerado definitivamente rompido: Pato Branco - Itapejara D'Oeste que apresentou deflexão de 1,1mm na última avaliação.

O segmento de Francisco Beltrão - Dois Vizinhos, com base de 25cm de brita graduada e sem sub-base, está atualmente com deflexão de 0,92mm na faixa de maior tráfego, com 5,5% de área remendada e pouca área trincada com trincas de classe 2,3 e 4. Parece que não seria o caso de considerá-lo no fim de sua vida útil.

O segmento Jaguapitã-Guaraci apresenta um valor de cerca de 0,7mm de deflexão na faixa mais carregada. No entanto, suas condições de superfície ainda estão razoáveis, com cerca de 27% de área trincada na faixa mais carregada.

Os segmentos Loanda - BR 376 (IeII) apresentam deflexão baixa (0,50mm) embora o primeiro apresente cerca de 70% de sua área coberta com trincas não capilares e o segundo cerca de 10% de sua área remendada.

O segmento Goioerê - IVº Centená - rio apresenta deflexão em torno de 0,6mm, mas sua irregularidade longitudinal está muito elevada em relações aos solos arenosos finos. Mais importante que isso é que a curva deflexão versus repetições de eixos está se tornando muito íngreme, sugerindo uma vida curta para o pavimento.

A figura V-14 apresenta todos os

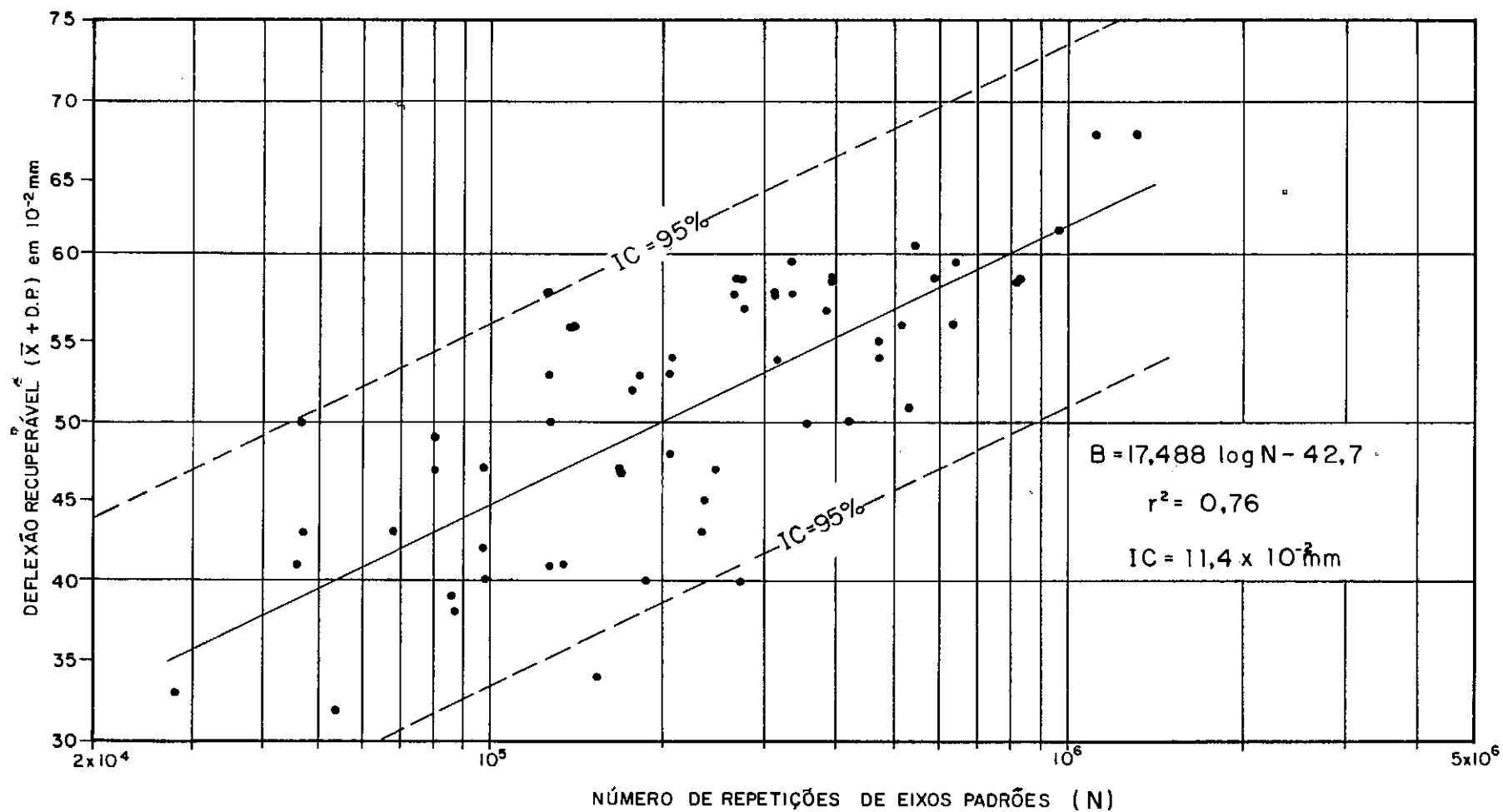


FIG.V - 14 - EVOLUÇÃO DA DEFLEXÃO DOS PAVIMENTOS SOBRE SOLOS ARENOSOS FINOS

valores de todas as medições de deflexões nos pavimentos de so los arenosos finos reunidas. Foi possível determinar uma equação para a evolução da deflexão com o número de repetições de eixos padrões. A equação obtida foi:

$$B = 17,488 \log N - 42,7. \dots \dots \dots (V-7)$$

onde

B= deflexão recuperável com viga Benkelman

N= número de repetições de eixos padrões

O coeficiente de correlação é de 0,76 e o intervalo de confiança de 95% é $B = 11,4 \times 10^{-2} \text{ mm}$.

Exceto nos pavimentos com base de brita graduada, onde o número de repetições ainda é pequeno para se perceber tendência na curva de deflexão, nos outros onde o número de repetições é maior, é possível identificar tendências.

6.7.2) ANÁLISE DAS BACIAS DE DEFORMAÇÕES

Entre inúmeros trabalhos disponíveis para estudo, escolheu-se o artigo de LEGER e AUTRET (10) para auxiliar na análise das bacias de deformação.

Antes de apresentar estes comentários, cabe analisar as bacias de deformação e a maneira de obter o raio de curvatura. O DNER adota a expressão:

$$R = \frac{6250}{2(d_0 - d_{25})} \dots \dots \dots (V-8)$$

já analisada no capítulo I, baseando-se na pressuposição que o ponto de inflexão da linha deformada ocorre a 25cm do ponto de deflexão máxima. A investigação de 36 deformadas obtidas, no trabalho de campo, indica que o ponto de curvatura a 25cm ocorre em apenas 42% dos casos. Estes casos correspondem a pavimentos mais espessos, quase convencionais, com base granular britada, ou de solo-cimento. Nos pavimentos de bases de solo arenoso fino, o ponto de inflexão ocorre entre 15 e 20cm. Para possibilitar o cálculo do raio de curvatura utilizando ainda a equação parábola de 2º grau, a expressão (V-7) foi modificada como segue:

$$R = \frac{2000}{(d_0 - d_{20})}, \text{ para ponto de inflexão a 20cm e}$$

$$R = \frac{1125}{(d_0 - d_{25})}, \text{ para ponto de inflexão a 15cm}$$

onde

R = raio de curvatura em metros

d_0 = deflexão máxima em 0,01mm

$d_{15,20,25}$ = deflexão a 15-20-25cm em 0,01mm

Ainda para possibilitar a análise com os resultados de LEGER e AUTRET, foi necessário transformar os resultados obtidos no serviço de campo com carga de 8,2t para carga de 13t utilizada na França. Para tanto, simplesmente multiplicaram-se as deflexões pela razão de 13 por 8,2.

O artigo citado possui elementos suficientes para que se calcule a relação entre o módulo de resiliência do pavimento, tomado como um meio homogêneo e o módulo do subleito.

Tal procedimento é válido para a maior parte dos pavimentos tratados nesse trabalho. Assim as bases de solo arenoso fino com o seu tratamento superficial de cerca de 1,0cm de espessura, sem dúvida, podem ser tomados como camada única. Mesmo o pavimento de Jaguapitã-Guaraci, com seus 3,5cm de concreto asfáltico e 15,0cm de solo arenoso fino compactado pode ser assim considerado.

Os pavimentos de base de brita graduada e sub-base de rachão possuem ou tratamentos superficiais com menos de 2,0cm de espessura ou concreto asfáltico com 3,0cm.

O pavimento que mais se afasta dessa concepção é o de Toledo-Palotina com seus 8,0cm de mistura betuminosa sobre base de seixos argilosos e subleito de argila vermelha de basalto.

Os resultados da análise estão apresentados na tabela V-58. A análise da tabela mostra que nos pavimentos com base de solo arenoso fino não tratado, a relação E_1/E_2 encontra-se abaixo de 10, sendo 2,5 para Loan-

TABELA V-58 - ANÁLISE DAS BACIAS DE DEFORMAÇÃO - MÉTODO DE LEGER & AUTRET (EIXOS DE 13t)

SEGMENTO DE OBSERVAÇÃO	PONTO DE INVERSÃO DA DEFORMADA x cm	DEFLEXÃO MÁXIMA do 10 ⁻² mm	DEFLEXÃO A x cm 10 ⁻² mm	RAIO DE CURVATURA R m	PRODUTO R x do m x 10 ⁻² mm	$\frac{E_1}{E_2}$
LOANDA-Br 376 (I) BASE DE SOLO ARENOSO FINO — T.S.D.	20	103	69	58,8	6058	2,3
	15	68	55	88,6	6041	2,3
	15	57	48	118,4	6760	3,3
	15	95	75	54,6	5193	1,8
LOANDA-Br 376 (II) BASE DE SOLO MELHORADO COM CIMENTO — T.S.D.	20	84	56	69,7	5868	2,3
	20	97	73	84,0	8125	5
	15	101	74	40,17	4073	1
	—	—	—	—	—	—
GOIOERÊ-IV CENTENÁRIO BASE DE SOLO ARENOSO FINO — T.S.D.	15	63	50	86,5	5468	2
	15	73	54	58,3	4249	1,1
	15	136	104	34,9	4750	1,7
	15	63	47	67,8	4297	1,1
TOLEDO-PALOTINA BASE SEIXOS ARGILOSOS CONCRETO ASFÁLTICO + BINDER	25	94	69	127,0	11938	9
	25	95	69	100,2	9525	6
	25	63	44	164,5	10428	7
JAGUAPITÁ-GUARACI BASE DE SOLO ARENOSO FINO E CONCRETO ASFÁLTICO	15	78	62	70,8	5497	2,2
	20	113	82	66,2	7457	4
	20	114	79	56,2	6410	2,5
	20	30	22	260,0	7818	4,5
TOLEDO-ASSIS - CHATEAUBRIAND BASE E SUB-BASE GRANULAR BRITADA T.S.D.	25	78	53	127,0	9909	6,5
	25	62	44	179,6	11135	7,5
	25	71	51	151,7	10770	7,3
	20	68	49	104,7	7120	3,4
DOIS VIZINHOS - SALTO DO LONTRA BASE E SUB-BASE GRANULAR BRITADA T.S.D.	25	122	76	67,9	8288	5
	20	35	23	168,0	5882	2,3
	15	67	52	78,7	5273	1,8
	20	70	54	125,6	8805	5,2
FRANCISCO BELTRÃO- DOIS VIZINHOS BASE GRANULAR BRITADA CONCRETO ASFÁLTICO	25	81	63	178,6	14460	12
	25	214	144	44,8	9595	6
	25	117	82	89,5	10472	7
FRANCISCO BELTRÃO- DOIS VIZINHOS BASE GRANULAR BRITADA SUB-BASE BASALTO ALTERADO CONCRETO ASFÁLTICO	25	159	94	48,1	7743	4,5
	25	57	46	281,5	16045	15
	20	92	68	84,0	7728	4,5
XAMBRE-UMUARAMA BASE SOLO CIMENTO T.S.D.	50	35	24	1157	40500	>>35
	25	116	83	96,1	11125	7,5
	25	113	82	100,9	11365	8
	25	97	66	101,1	9780	6,5

da-BR-376, 1,5 para Goioerê-IVº Centenário e em torno de 3 para Jaguapitã-Guaraci(revest. de concreto asfáltico).

As tabelas II-9,10,11 e 12 do capítulo III indicam que para umidades baixas e tensões confinantes altas(caso das bases trabalhando corticalmente) o módulo resiliente do SAF pode chegar da 15000 kgf/cm². O subleito, trabalhando com tensões desviantes baixas, mas também com tensões confinantes baixas, o módulo resiliente pode ter valores em torno de 3000 kgf/cm² ou menores.

Dessa forma a relação entre 1 e 4 obtida para E_1/E_2 na tabela V-58 pode ser razoável.

No trecho Loanda-BR-376(II) com base de solo melhorado com cimento sobre subleito de solo arenoso fino a relação E_1/E_2 situa-se entre 1 e 5.Considerando o módulo resiliente do subleito 3000 kgf/cm², o módulo da base situar-se-ia entre 3000 e 15000 kgf/cm²; estes valores podem ser razoáveis,considerando a variabilidade do material.

No segmento Xambrê-Umuarama com base de solo-cimento sobre subleito de solo arenoso fino a relação E_1/E_2 situa-se acima de 6. Nesse caso a base apresentaria um módulo acima de 18.000 kgf/cm², o que é razoável.

Nos casos dos pavimentos com bases e sub-bases granulares com espessuras entre 30 e 40cm e subleito de argilas vermelhas de basalto, a relação E_1/E_2 apresentou-se entre 2 até 15, com média de 6,3. Considerando que a argila vermelha pode apresentar módulo de resiliência em torno de 1000 kgf/cm²(item 2.2.6.B do capítulo.III), o módulo equivalente do pavimento estaria entre 2000 e 15000kgf/cm². Os valores baixos parecem mais razoáveis.

Resumindo pode-se afirmar que as relações de LEGER e AUTRET funcionam bem para as bases de solo arenoso fino e base de solo-cimento.

Para os outros materiais, parecem que fornecem resultados exagerados em alguns pontos isolados.

Os valores do produto $R_x d_o$ podem, por si só, serem úteis na análise do pavimento.

No caso das bases de solo arenoso fino este produto apresenta a média de $5800m \times 10^{-2}mm$ o que significa um pavimento em boas condições para LEGER e AUTRET. O valor médio da França é de $5500m \times 10^{-2}mm$.

Para o pavimento com base de solo cimento a análise é realizada baseando-se nos seguintes parâmetros (10):

- 1) Rd_o maior do que 15000, d_o menor que 40 - pavimento satisfatório.
- 2) R_{do} menor do que 15000, d_o maior que 50 ou 60 - pavimento fatigado.
- 3) d_o maior que 40 e menor do que 50 ou 50 - zona inconclusiva.

Das quatro bacias realizadas no trecho Xambrê - Umuarama, três pares de valores Rd_o e d_o caem na zona 3 dos pavimentos deteriorados e um na zona 1. A avaliação de superfície, no entanto não indica deterioração excessiva. Porém, a deflexão média exagerada do segmento (63 para carga de 8,2t) indica que o início do processo de deterioração acelerada é iminente.

Nos outros tipos de pavimentos, com material britado na base, os resultados do produto Rxd_o ficam prejudicados pela análise anterior que se fez em relação a E_1/E_2 . Para eles a dispersão dos resultados é muito grande, dificultando a análise.

7.0) CONCLUSÕES

Apresentam-se nesse item, de forma ordenadas, as conclusões já adiantadas neste capítulo.

- 1) A geologia da região dos segmentos da observação é relativamente homogênea e o lençol de água subterrânea é profundo, não trazendo complicações extras à análise.
- 2) Basicamente ocorrem quatro tipos básicos de solos na área dos segmentos: solos arenosos finos, argilas vermelhas de basalto, basaltos alterados e solos de transição.
- 3) O clima é homogêneo, com precipitações médias anuais variando entre 1250 e 1870mm. A temperatura média anual varia entre 18 e 23°C.

- 4) Os valores de ISC de laboratório dos subleitos dos segmentos de observação são relativamente altos, variando entre 8 a 42. Os valores mais baixos foram encontrados nas argilas vermelhas de basalto e o mais altos nos solos arenos finos e basaltos alterados.
- 5) A umidade do subleito apresenta-se mais alta que a umidade ótima da energia normal apenas nos basaltos alterados. Em todos os outros casos ela é 2 a 3% mais baixa.
- 6) O desgaste dos pavimentos é crítico nos tratamentos superficiais mal construídos (falhas de bico). Mesmo assim os valores medidos encontram-se abaixo da média brasileira. O bom comportamento dos tratamentos deve-se provavelmente, ao excesso de betume que a maior parte deles apresenta.
- 7) Somente em um caso (Loanda - BR-376-I) a área trincada apresenta-se maior que a prevista pelas equações produzidas pela pesquisa ICR. Em geral a área trincada de classe 2,3 e 4 é muito menor que a prevista. Mesmo com área trincada grande, o tratamento superficial duplo do trecho Loanda - BR-376 (I) poderá ainda ter longa duração.
- 8) As caneluras ou trilhamento nos pavimentos analisados são muito baixas, não apresentando nenhuma importância.
- 9) A exsudação nos tratamentos superficiais dos pavimentos analisados apresenta-se mais como um benefício do que um problema. Em muitos casos a exsudação pode compensar outros defeitos tais como as falhas de bico.
- 10) A área remendada em praticamente todos os segmentos é insignificante, considerando a idade média de 6,3 anos.
- 11) Para os pavimentos com subleito ou base de solo arenoso fino existe uma tendência de crescimento da deflexão recuperável com o número de repetições de eixos de acordo com a equação:

$$B = 17,488 \log N - 42,7$$

$$r^2 = 0,76$$

O coeficiente de correlação de 0,76 parece ser excepcionalmente bom para a natureza dos dados. Para os pavimentos com bases granulares britadas, o número de repetições de eixos ainda é baixo para produzir uma equação confiável.

- 12) As bacias de deformações dos pavimentos com bases de solo arenoso fino ou solo arenoso fino melhorado com cimento apresentam ponto de inflexão da linha deformada no intervalo de 15 e 20cm a partir da deflexão máxima. Nos pavimentos mais convencionais o ponto de inflexão está normalmente a 25cm de distância do ponto de deflexão máxima. Dessa forma o cálculo do raio de curvatura, baseado na equação da parábola de 2º grau, é realizado com uma equação que depende da posição do ponto de inflexão da linha deformada.

$$R = \frac{10 x^2}{2(d_o - d_x)} \quad \text{onde:}$$

R= raio de curvatura em metros

x= posição do ponto de inflexão em centímetros

d_o = deflexão máxima em 10^{-2} mm

d_x = deflexão no ponto de inflexão em 10^{-2} mm

- 13) É possível, segundo LEGER e AUTRET determinar a relação entre o módulo equivalente do pavimento (E_1) e o do subleito (E_2) a partir dos dados da bacia de deformação. As relações desses dois autores parecem que se enquadram bem para bases de solo arenoso fino e solo cimento. As relações obtidas para solos arenosos finos situa-se entre 1 e 4. Para base de solo cimento a relação é 6 ou maior. Para pavimento com bases granulares a relação encontrada de cerca de 6 parece exagerada.
- 14) Dos doze pavimentos acompanhados apenas dois atingiram o estágio final tendo já sido restaurados: Pato Branco - Itapejara D'Oeste e Foz do Chopim-Dois Vizinhos. Foram pavimentados que tiveram problemas desde o início da sua construção. As bases de solo-cal foram recapeadas com bases muito pouco espessas de misturas betuminosas. Com poucas repetições de eixos, a quantidade de rupturas plásticas e consequente remendos aumentou muito. Acompanhando a ruptura a deflexão média também subiu.

Cabe ressaltar que o controle de execução dos dois trechos foi precário, uma vez que não

houve controle químico de cal hidratada empregada.

- 15) Foi realizado um esforço no sentido de conseguir determinar o valor das irregularidades longitudinais dos pavimentos estudados. As duas calibrações do equipamento utilizado, no entanto, não concordam entre si, dificultando a análise (ver o anexo V-2). Será necessário obter-se dados de um outro equipamento para permitir uma análise satisfatória.

B I B L I O G R A F I A

- 1) KENNEDY, C.K.- Pavement Deflection: operating procedures for use in the United Kingdom TRRL Laboratory Report 835 - TRRL - London, 1978.
- 2) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - Determinação das Deflexões Recuperáveis no Pavimento pela viga Benkelman - Método de Ensaio - DNER-ME-24-78- Rio de Janeiro ; 1979.
- 3) THE ASFALT INTITUTE - Asphalts Overlays and Pavement Rehabilitation - Manual Series nº 17, Maryland, USA , 1979.
- 4) MAGALHÃES, H.V. e COLABORADORES - Paraná: Um Programa de Acompanhamento aos Pavimentos de Baixo Custo DER/PR - XIV RAP - João Pessoa, 1978.
- 5) ARANOVICH, L.A.S.- Avaliação de Pavimentos Flexíveis - DER/PR - XVIII RAP - Porto Alegre, 1983.
- 6) BARBOSA, R.C. e AREIAS NETTO, J.L.A.- O Rugosímetro na Avaliação dos Pavimentos - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço- ABPV - IPR, Rio de Janeiro, 1979.
- 7) PATERSON, W.D.O.- Prediction Models for Deterioration of Paved and Unpaned Roads: An Analysis of Data from the Brasil Road Costs Study - Transportation and Water Department, The World Bank, 1983.
- 8) VISSER, A, and C.V.QUEIROZ - Sistemas de Medida de Irregularidade - DT nº 10 da PICR, GEIPOT, Brasília, 1979.
- 9) QUEIROZ, C.A.V.- Modelos de Previsão do Desempenho para Gerência de Pavimentos no Brasil - GEIPOT - DNER , Brasília, 1984

- 10) LEGER, Ph. e AUTRET, P.- The Use of Deflexion Measurements for the Structural Design and Supervision of Pavements- 3th Int. Conf. Struct. Des. Asp. Pav. held in London - Ann Arbor, Michigan, 1972.

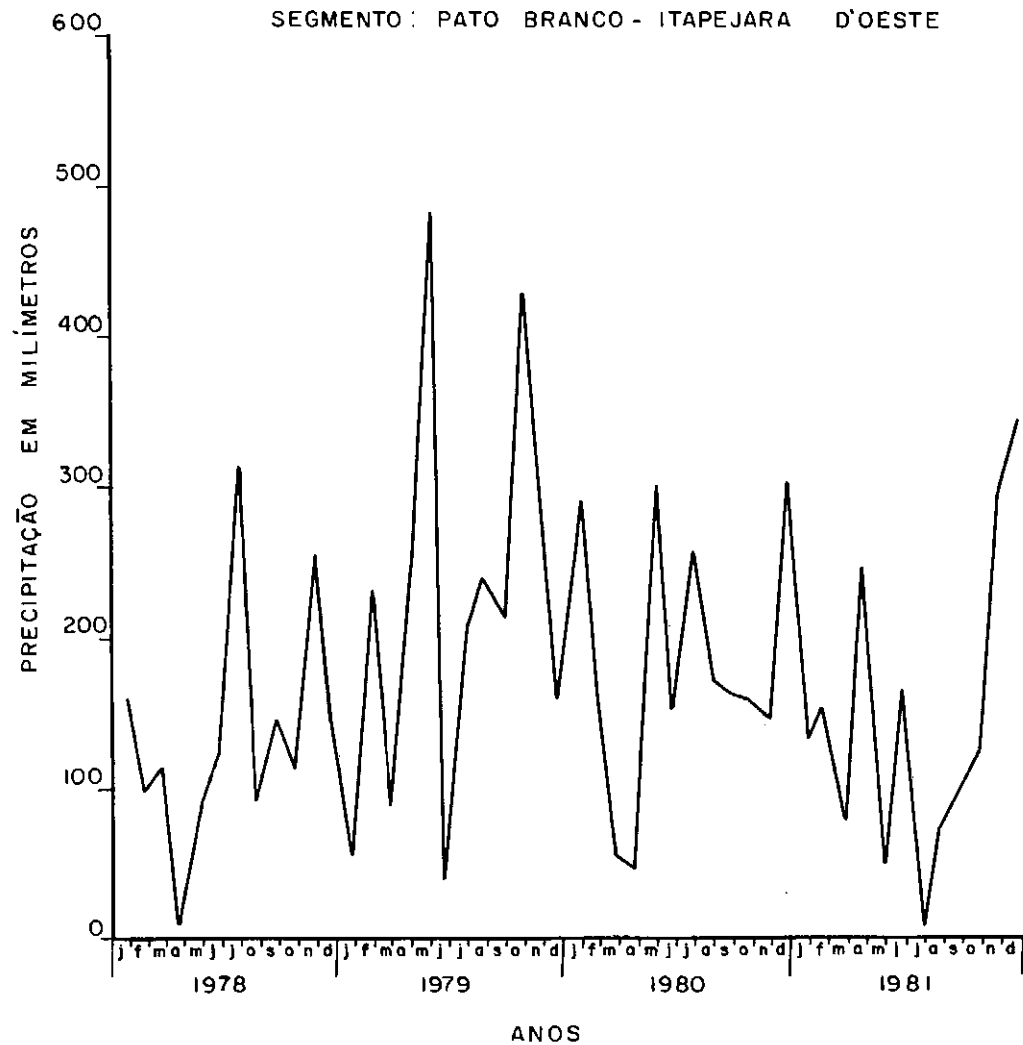
ANEXO V-1

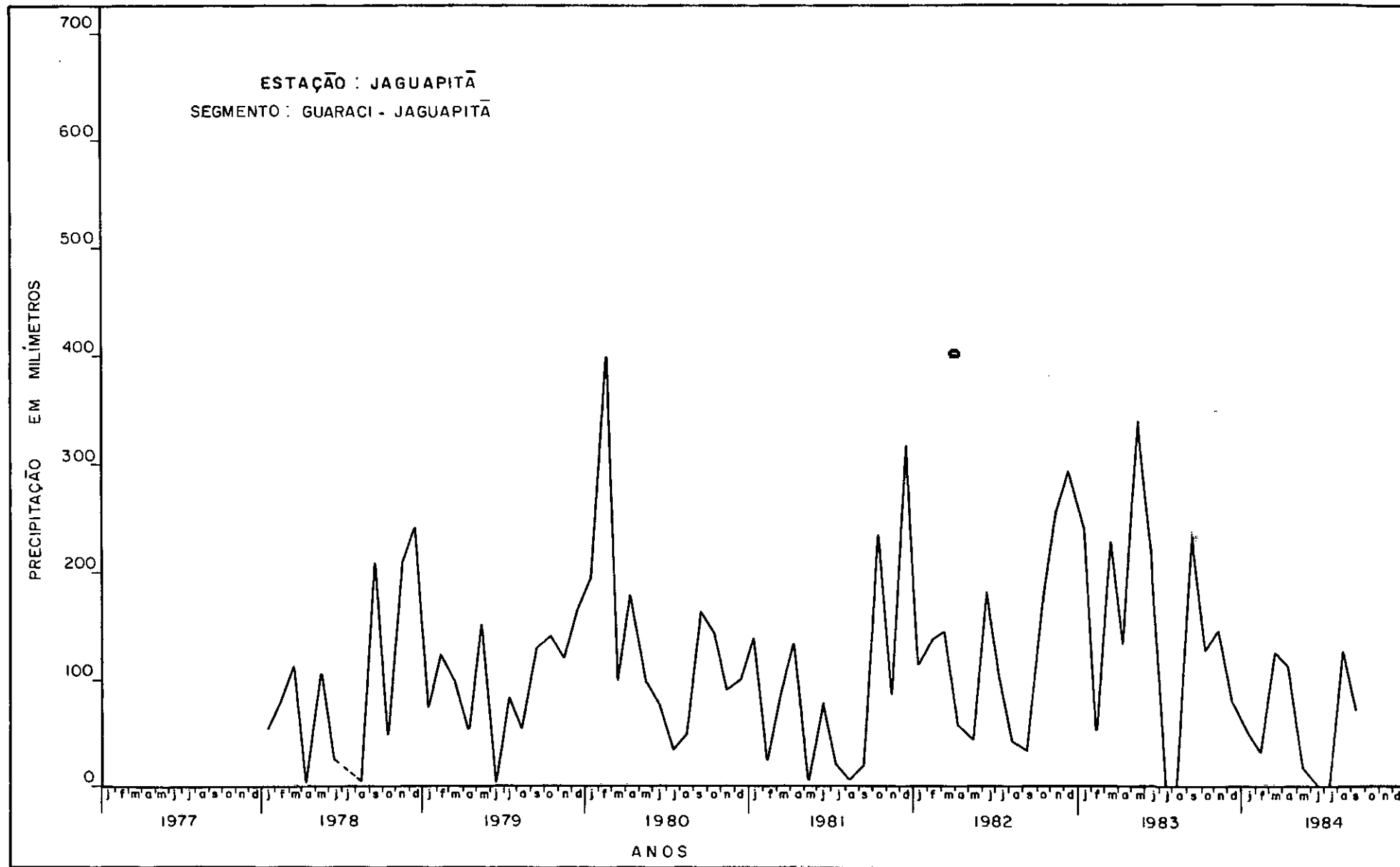
PLUVIOMETRIA DOS SEGMENTOS DE OBSERVAÇÃO

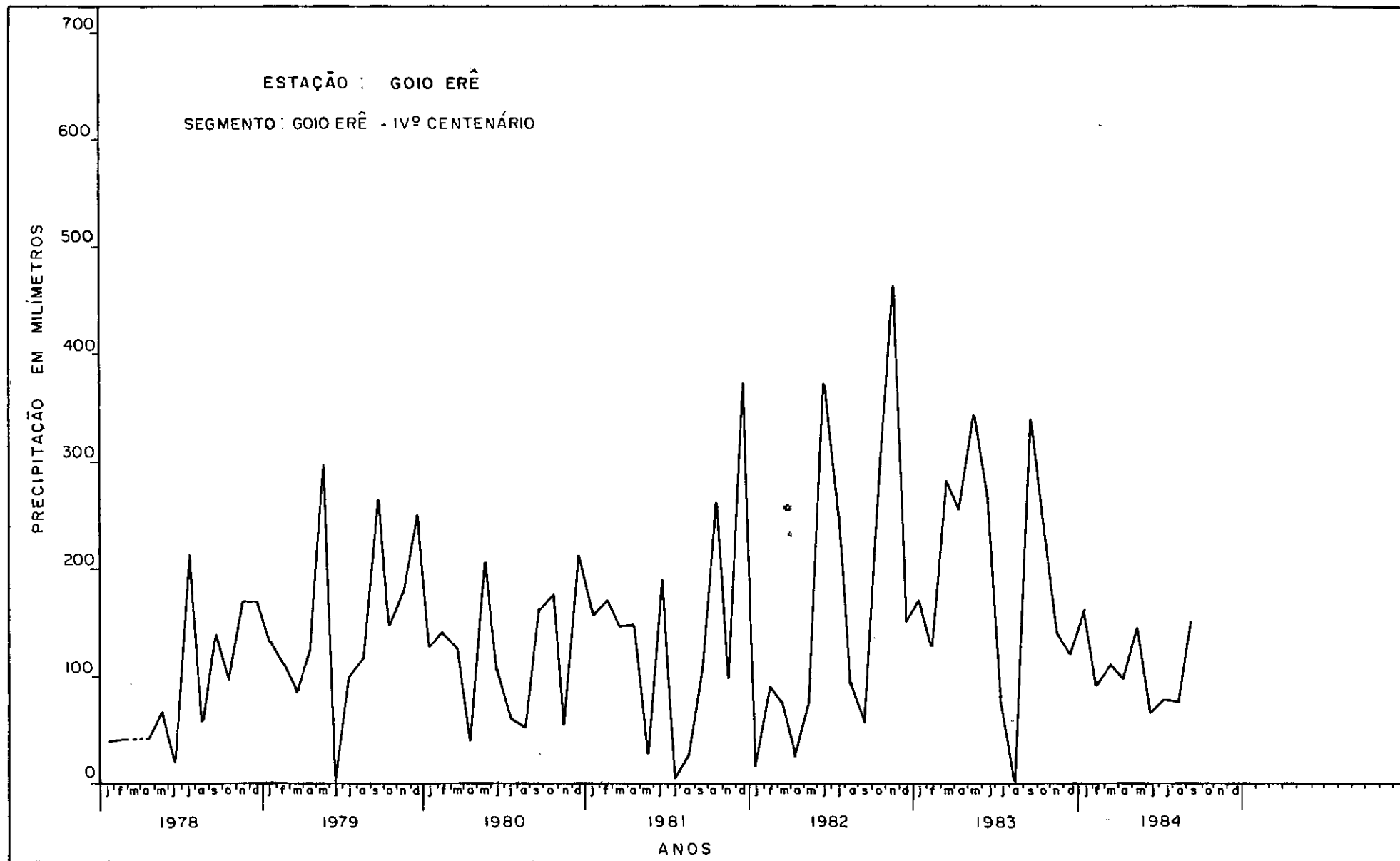
São apresentados neste anexo os gráficos pluviométricos das estações mais próximas aos segmentos de observação. Os dados foram fornecidos pela SURHEMA.

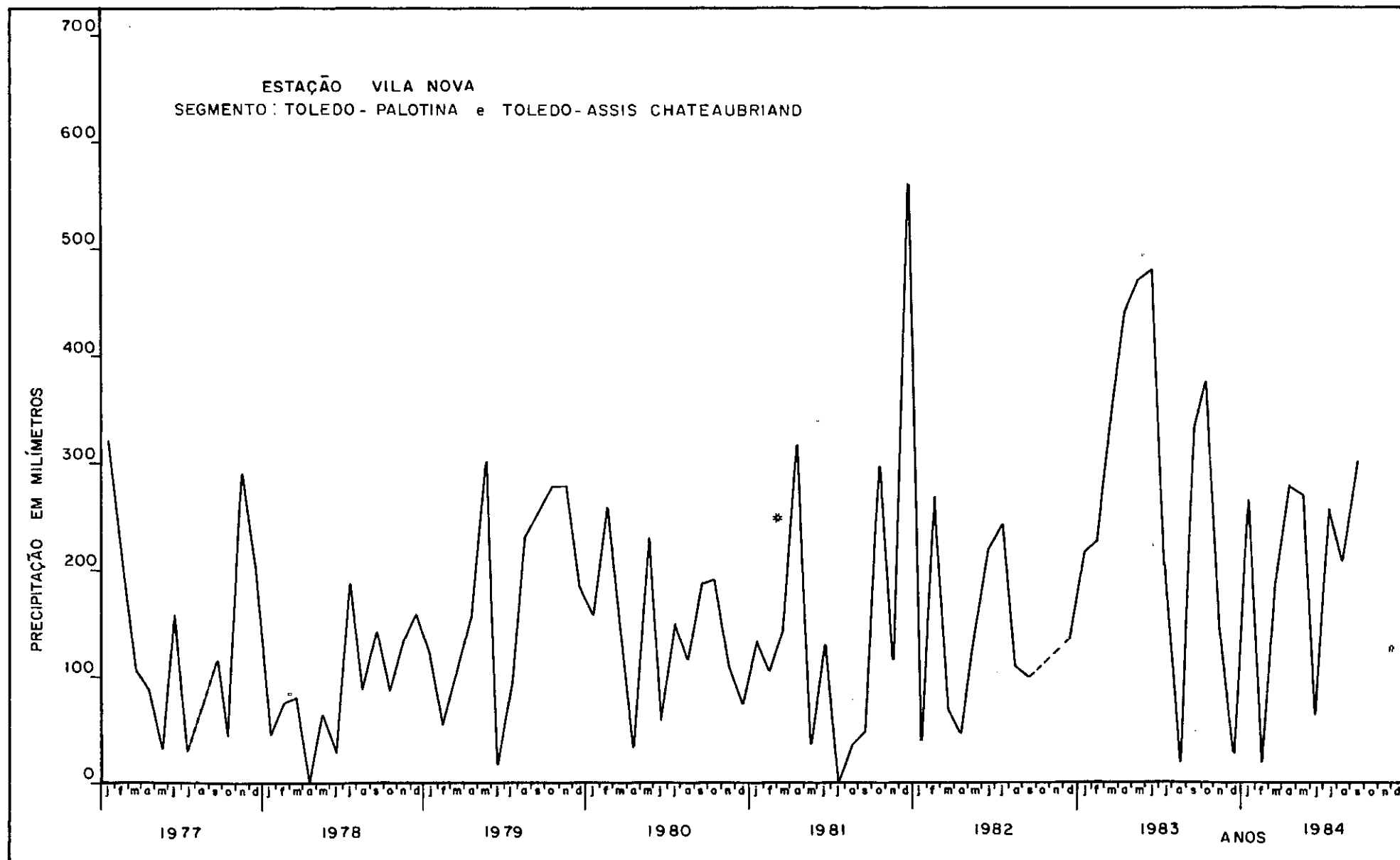
ESTAÇÃO : PATO BRANCO

SEGMENTO : PATO BRANCO - ITAPEJARA D'OESTE

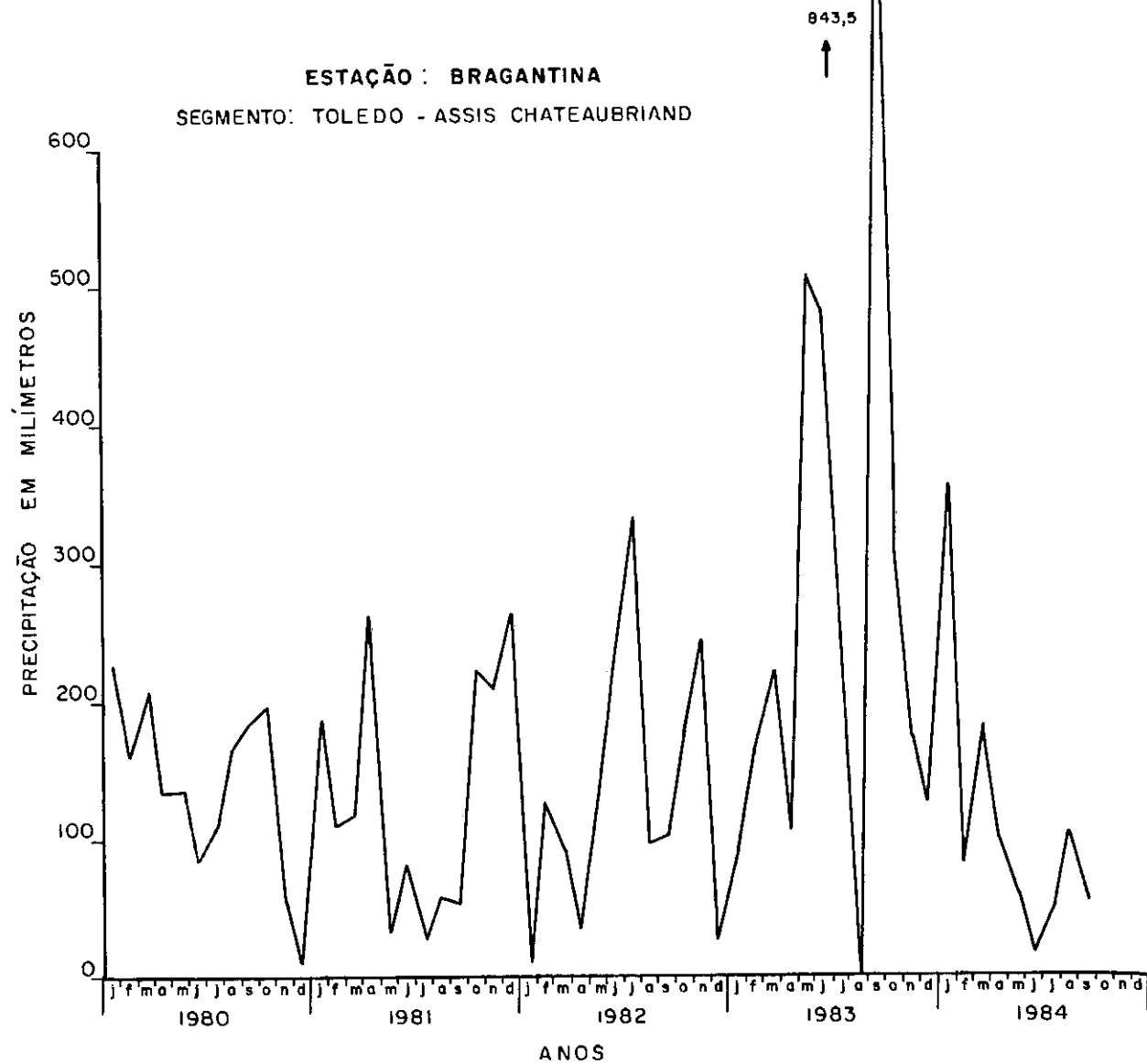


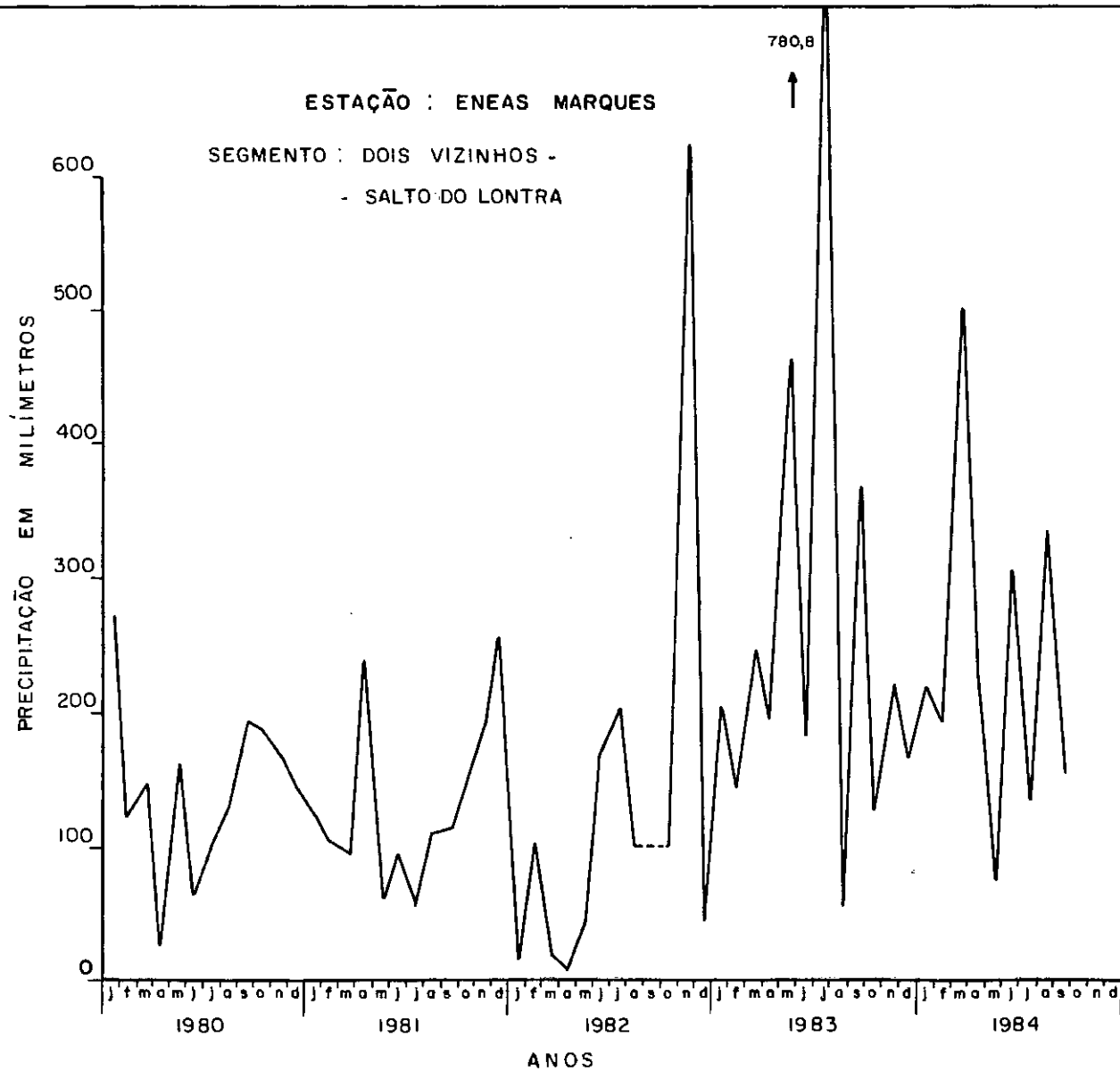




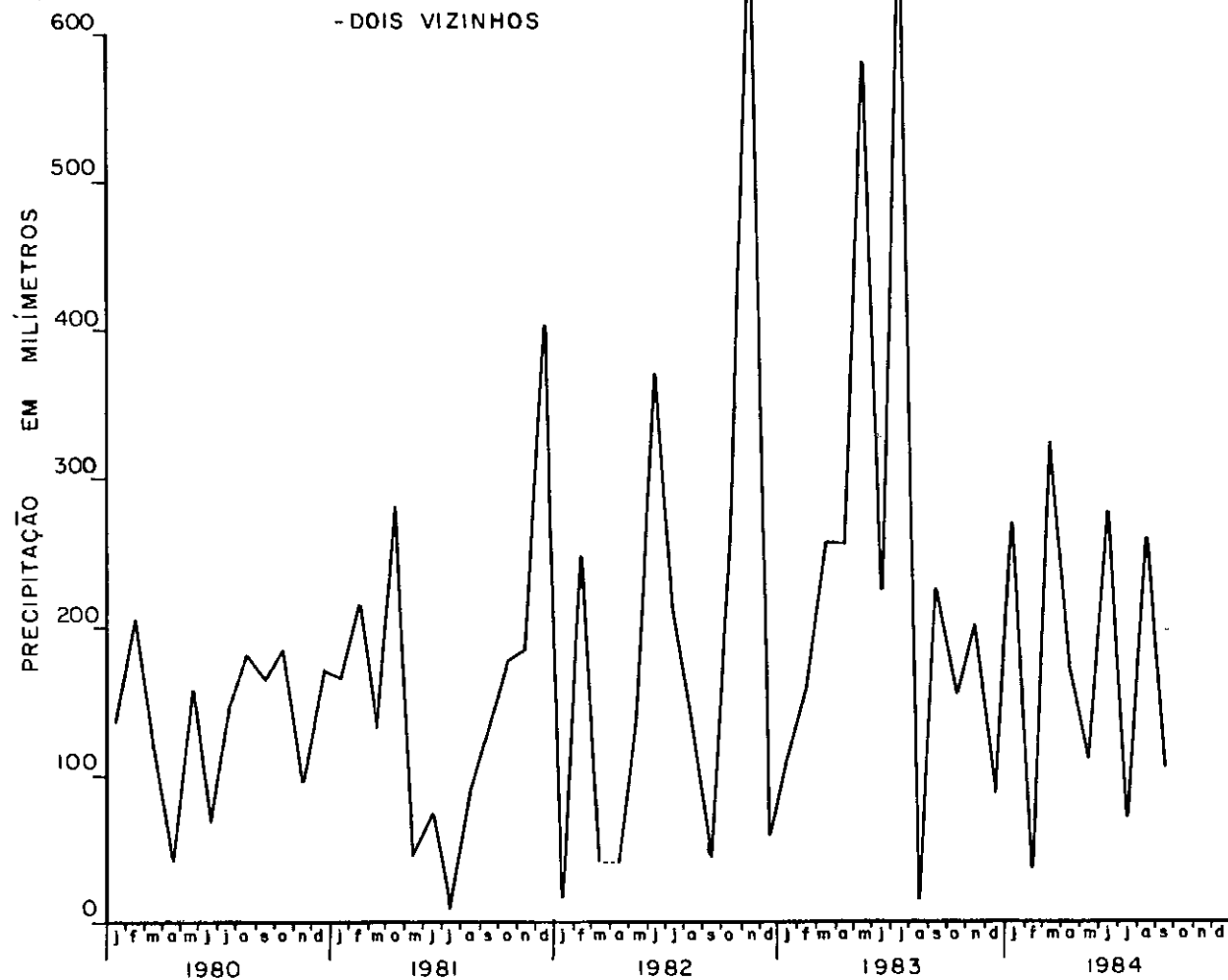


ESTAÇÃO : BRAGANTINA
SEGMENTO: TOLEDO - ASSIS CHATEAUBRIAND

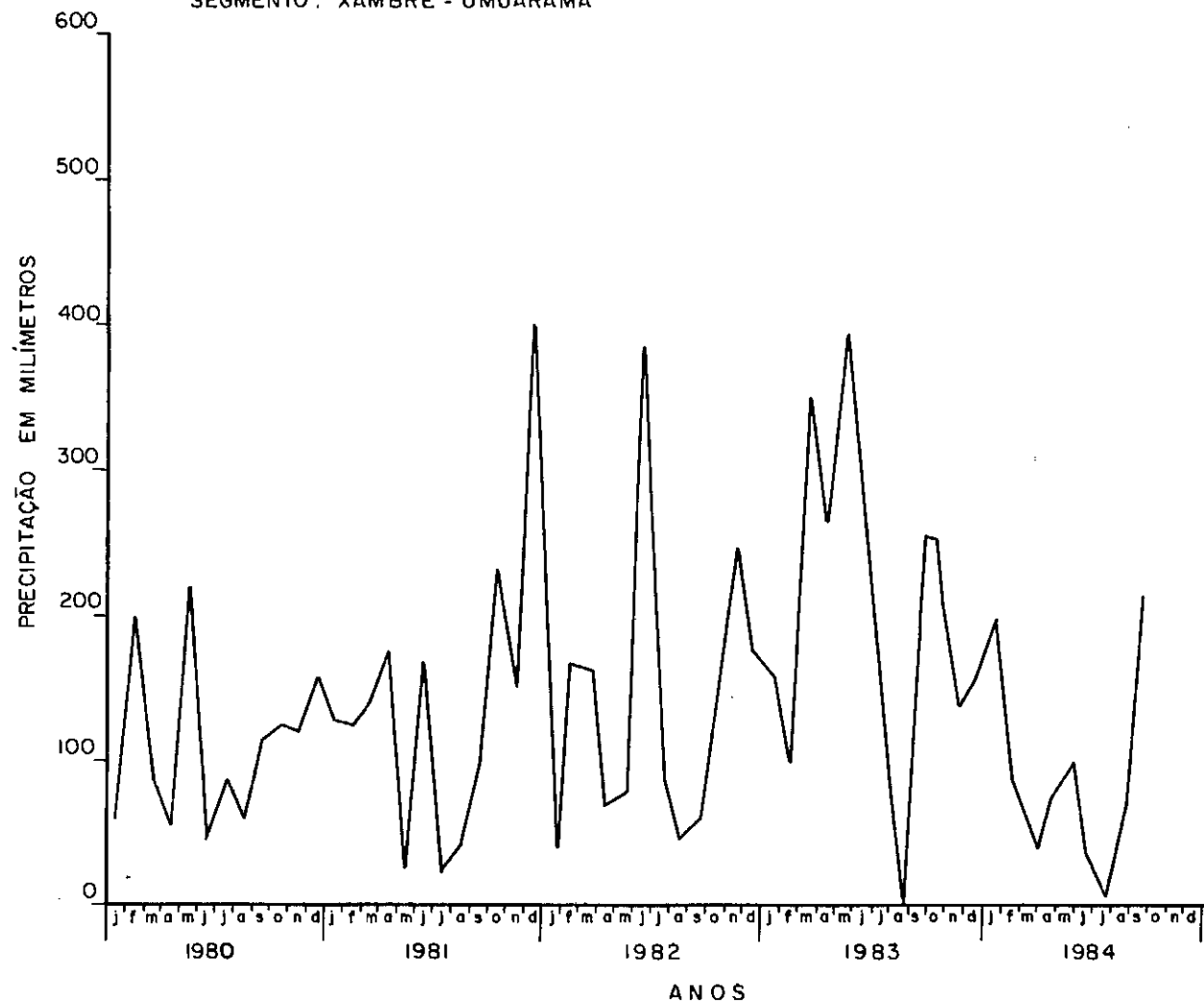




ESTAÇÃO : PINHALZINHO
SEGMENTOS : FRANCISCO BELTRÃO -
- DOIS VIZINHOS



ESTAÇÃO : XAMBRÊ
SEGMENTO : XAMBRÊ - UMUARAMA



ANEXO V-2

AFERIÇÃO DO RUGOSÍMETRO BPR

BARBOSA (A-1) em 1979 apresentou a aferição do rugosímetro BPR em correlação com os valores de QI obtidos com o Perfilômetro GM. Os dados obtidos foram retrabalhados, não se levando em consideração a correção dos dados da leitura direta com o fez a autora citada.

Obtiveram-se então as seguintes relações:

a) para pavimentos com concreto asfáltico:

$$QI = 0,0254(RI) - 28,45. (V-A-1)$$

b) para pavimentos com tratamento superficial:

$$QI = 0,0175 (RI) - 7,75. (V-A-2)$$

Em 1984 o autor realizou uma nova aferição do equipamento, dessa vez em 25 trechos em concreto asfáltico de 320m de comprimento, cujos valores de QI foram obtidos com mira e nível pela estatística do RMVSA. Os valores lidos no equipamento nas duas trilhas de roda e as respectivas médias estão apresentadas na tabela V-1-A. Na tabela V-2-A apresentam-se os valores de QI das bases estáveis juntamente com os valores de RI calculados na mesma forma como fez BARBOSA em 1979.

A obtenção de valores de RI em milímetros por quilômetro merece alguns reparos. O rugosímetro utilizado na pesquisa fornece uma leitura digital de 0,6 para um ciclo completo (25,4 mm para baixo e 25,4 mm para cima) do fio de tração da roda perfurada da célula sensora. Esse valor de 0,6 corresponde a uma leitura de 1,0 polegada (25,4mm) da célula que o aparelho originalmente possuía (SOILTEST, A-2).

Dessa forma, originalmente, bastava percorrer uma milha ou um quilômetro com o equipamento e ler, diretamente o valor da rugosidade (RI) em unidades de polegadas por milha ou por quilômetro. A transformação para unidades de mm/km era banal.

TABELA V-2-A AFERIÇÃO DO RUGOSÍMETRO EM BASES ESTÁVEIS DO IPR
(RIO DE JANEIRO - 17 a 20 de Dezembro de 1984)

BASE	TRILHA EXTERNA					TRILHA INTERNA					\overline{X}_E	\overline{X}_I
	1º	2º	3º	4º	5º	1º	2º	3º	4º	5º		
R - 01	22,0	22,0	22,3	22,4	22,3	17,0	17,7	17,7	17,3	16,9	22,2	17,3
R - 02	15,2	15,0	14,7	14,9	15,1	14,5	14,2	14,8	14,7	14,4	15,0	14,0
R - 03	28,3	28,6	29,0	29,3	28,5	18,9	19,0	19,7	20,3	20,1	28,7	19,6
R - 04	23,1	23,0	23,2	23,0	23,0	18,1	18,1	17,7	17,6	17,5	23,1	17,8
R - 05	23,4	23,2	23,6	23,4	23,7	21,5	21,7	22,0	21,6	21,5	23,5	21,7
R - 06	20,0	19,8	20,3	20,3	20,4	15,6	14,9	15,2	16,0	15,2	20,2	15,4
R - 07	26,6	27,3	27,3	27,1	27,1	29,2	29,2	31,9	33,0	32,9	27,1	31,2
R - 08	25,9	25,9	26,2	25,4	25,9	32,2	33,4	34,5	32,1	34,2	25,9	33,3
R - 09	9,9	10,3	10,3	10,4	10,5	11,1	11,0	10,9	11,2	10,9	10,3	11,0
R - 10	10,7	10,9	11,0	10,7	10,8	11,3	11,2	11,3	11,5	11,5	10,8	11,4
R - 11	10,7	11,5	11,4	11,6	11,5	10,9	11,0	10,8	11,1	10,9	11,3	10,9
R - 12	11,9	11,8	11,9	12,0	12,0	10,3	10,3	10,5	10,5	10,3	11,9	10,4
R - 13	11,1	10,8	10,7	10,8	10,9	9,4	9,6	9,6	9,7	9,6	10,9	9,6
R - 14	11,8	11,7	11,6	11,5	11,6	12,1	12,1	12,1	12,2	12,0	11,6	12,1
R - 15	14,8	15,1	14,7	14,8	14,6	13,7	13,6	14,0	14,1	13,7	14,8	13,8
R - 16	12,1	12,2	12,3	11,9	12,4	14,7	14,9	14,7	14,9	15,0	12,2	14,8
R - 17	10,8	10,9	10,9	10,8	10,8	10,6	10,3	10,7	10,8	10,7	10,8	10,6
R - 18	11,3	11,1	11,0	10,9	11,1	10,7	11,2	10,9	11,1	11,0	11,1	11,0
R - 21	29,6	31,0	31,4	29,8	30,9	24,6	23,6	23,8	24,7	24,5	30,5	24,2
R - 22	23,6	24,1	23,8	23,3	23,6	17,4	16,8	17,6	17,7	17,8	23,7	17,5
R - 23	28,4	29,9	28,6	28,9	28,9	36,9	38,1	36,1	38,1	38,2	28,9	37,5
R - 24	11,0	11,0	11,1	11,3	11,1	11,3	11,5	11,5	11,6	11,4	11,1	11,5
R - 25	10,6	10,7	10,5	10,4	10,6	11,9	11,8	11,9	11,8	11,6	10,6	11,8
R - 26	11,0	10,9	10,9	10,8	10,9	9,7	10,0	10,0	10,1	10,2	10,9	10,0
R - 27	25,3	25,7	25,9	25,8	25,3	34,6	34,7	35,8	36,0	36,5	25,6	35,5

TABELA V-2-A-QI e RI DAS BASES ESTÁVEIS DO I P R

SEGMENTO	QI _{RMVSA}	RI	SEGMENTO	QI _{RMVSA}	RI
01	68	5239	14	42	3149
02	63	3916	15	63	3784
03	67	6403	16	50	3572
04	56	5424	17	32	2831
05	69	5980	18	32	2937
06	76	4710	21	96	7250
07	86	7726	22	62	5450
08	73	7832	23	87	8784
09	30	2831	24	36	2990
10	32	2937	25	30	2963
11	33	2937	26	36	2778
12	33	2963	27	71	8096
13	35	2725			

Com a substituição da célula original por outra em que 1,0 polegada (ida e volta) apresenta-se como uma leitura de 0,6, o cálculo do RI continua sendo banal. Assim:

$$RI = \frac{L \times 25,4}{0,6 \times D} \dots \dots \dots (V-A-3)$$

onde:

RI - valor da rugosidade em mm/km

L - leitura do painel digital

D - distância percorrida em quilômetros

Assim calculado, o RI de pavimentos confortáveis, de concreto asfáltico, recém construídos no Estado do Paraná apresentam valores em torno 1000 mm/km. O segmento R-09 da BR-101, que é uma base estável do IPR, é muito confortável, apresentando um QI igual a 30, semelhante a pavimentos recém construídos. A média das leituras do rugosímetro BPR

das trilhas internas e externas desse segmento de 320m é igual a 10,6. Aplicando a expressão (V-A-3) obtem-se um valor de rugosidade igual a 1402 mm/km.

Ora, esses valores de RI são compatíveis com os valores encontrados nos EUA para pavimentos em boas condições ou recém construídos. Basta verificar a tabela apresentado por BARBOSA(A-1) na página 17 do trabalho citado.

R.I. (em mm/km)	AVALIAÇÃO
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	
abaixo de 853	Fora de série
853 - 1042	Excelente
1042 - 1295	Bom
1295 - 1611	Passável
acima de 1611	Pobre

Para poder utilizar as expressões de correlação de QI com RI, apresentadas por BARBOSA (A-1) e QUEIROZ (A-3) é, no entanto, necessário multiplicar a expressão (V-A-3) por um fator igual a dois.

Dessa forma todos os pavimentos paraenses e pavimentos das bases estáveis do IPR seriam classificados como pobres ou mesmo inclassificáveis.

A discussão da utilização do fator dois na expressão (V-A-3) ou a utilização da tabela de avaliação do BPR na avaliação de pavimentos é, provavelmente, inútil: o rugosímetro BPR não é um equipamento estável ou acurado que dá sempre a mesma resposta, ao longo do tempo, para as mesmas condições de irregularidade longitudinal.

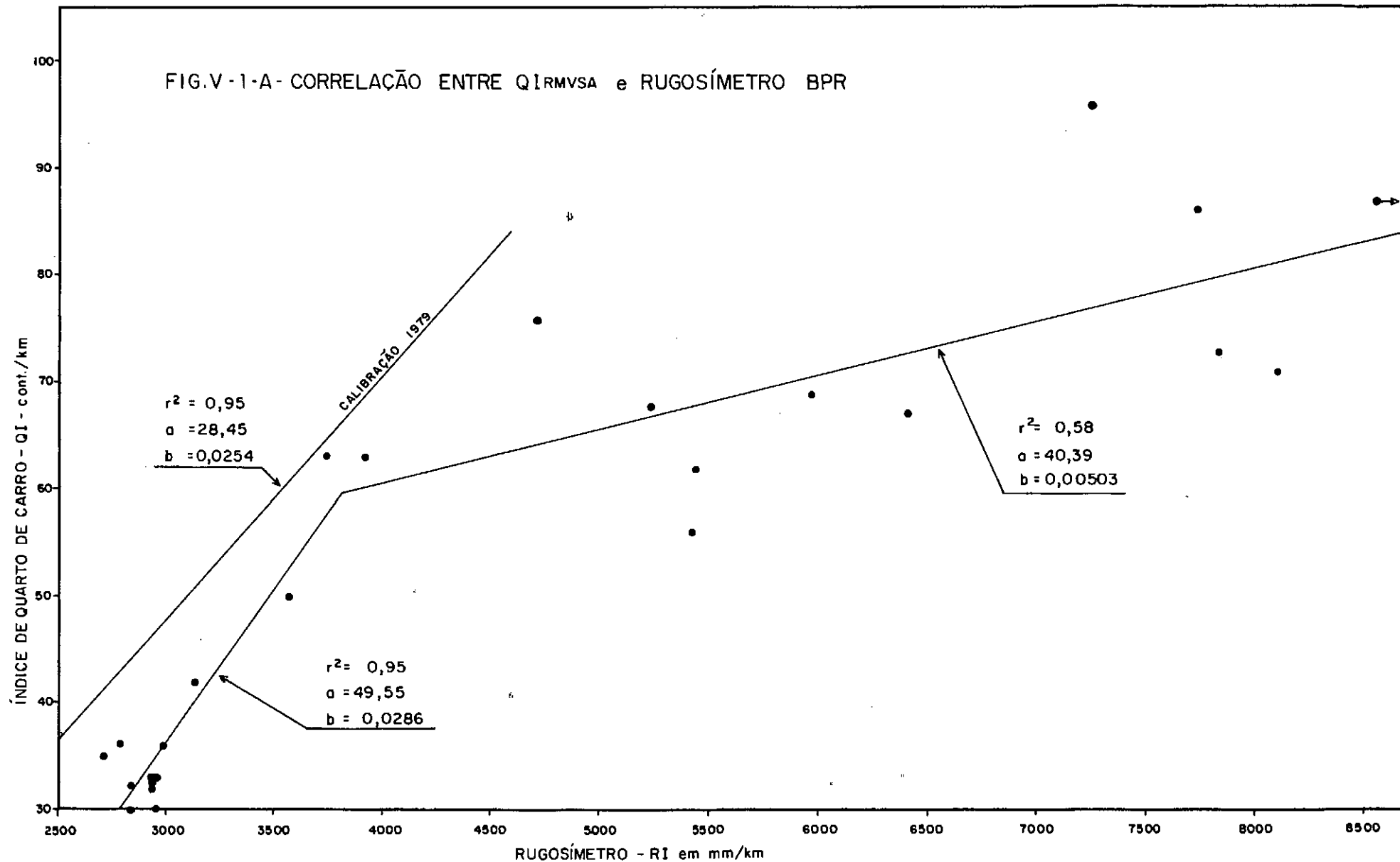
Nestas condições seria melhor utilizar a leitura digital direta do aparelho sem lhe dar unidades ou simplesmente chamá-la de contagens por unidade de comprimento. Uma vez obtida a contagem, correlacioná-la com um valor qualquer (QI_{RMVSA}) estável.

Além desses pequenos percalços do cálculo do parâmetro, existe outro bem mais grave a ser focado: acima de 47 contagens por quilômetro, correspondendo a um valor de RI igual a 4000 mm/km (seg. BARBOSA), o valor do rugosímetro BPR deixa de se correlacionar com QI_{RMVSA} . A figura

(V-1-A) apresenta a correlação de 1979 e a correlação de 1984. Até uma contagem de 4000 mm/km a reta de 1984 é aproximadamente paralela a de 1979. A regressão linear dos pontos até o valor citado apresenta um coeficiente de correlação alto, de 0,95, igual ao obtido por BARBOSA. A partir desse ponto a reta sofre uma inflexão brusca. A nova reta formada apresenta um coeficiente de correlação de 0,58, que é muito baixo.

A causa dessa grande dispersão não foi ainda analisada. Pode ser devida a problemas particulares do equipamento utilizado na pesquisa ou problemas do sistema Soiltest. A terceira hipótese é que a estatística utilizada para obter o QI com mira e nível não representa a irregularidade longitudinal dos pavimentos acima de um determinado nível.

De qualquer sorte, todos os resultados obtidos até agora, para essa pesquisa, com o rugosímetro BPR devem ser encarados com extrema cautela.



B I B L I O G R A F I A

- A-1) BARBOSA, R.C.- O Rugosímetro na Avaliação dos Pavimentos
- Simpósio Int. Avaliação Pav. Proj. Reforço - ABPV -
Rio de Janeiro, 1979
- A-2) SOILTEST, INC - Road Roughness Indicator, Operating Ins -
tructions - SOILTEST, ILLINOIS, USA, 1973
- A-3) QUEIROZ, C.A.V. - Modelos de Previsão do Desempenho para
a Gerência de Pavimentos no Brasil - GEIPOT-DNER, Bra
sília, 1984

CAPÍTULO VI - FINAL

0) INTRODUÇÃO

Os pavimentos de baixo custo do Estado do Paraná foram construídos entre 1/3 e 1/4 do custo de um pavimento convencional. A vida útil de cada um deles foi prevista para cinco anos (parte-se do pressuposto que todos estejam de acordo quanto ao significado de vida útil de um pavimento nas condições brasileiras). Dos doze pavimentos estudados, somente dois não resistiram aos rigores do tráfego até os cinco anos. Dos dez pavimentos restantes, somente o trecho Xambrê - Umuarama, de base de solo cimento, parece que corre o risco (teórico) de romper a curto prazo.

Como se viu nos inventários de superfície, a quantidade de remendos é irrisória o que significa, sem necessidade de demonstração, que o custo de manutenção é baixo. Ainda pairam dúvidas quanto ao custo dos usuários. A medição de irregularidades longitudinais com o rugosímetro BPR, o único parâmetro que faltava para obter este custo, está em cheque. De qualquer sorte não se pode ter custo de operação muito baixo com revestimento de tratamento superficial.

Procurou-se demonstrar nesse trabalho que se podem construir pavimentos de boa qualidade e duradouros com materiais não convencionais e de custo menor.

As conclusões mais importantes desse trabalho já foram adiantadas ao longo dos cinco capítulos anteriores. Não parece justo com o leitor repeti-las aqui. Nos próximos itens serão feitas recomendações para a pesquisa, projeto e construção de pavimentos de baixo custo.

1.0) RECOMENDAÇÕES

1.1) AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS

A) Prioridades em Manutenção.

Foi visto na APRESENTAÇÃO desse trabalho que a avaliação dos pavimentos construídos possui múltiplos

propósitos. A finalidade que, por enquanto, mais interessa ao administrador rodoviário brasileiro é a da possibilidade de produzir prioridades para a restauração do sistema.

Nesse sentido é relativamente fácil montar um esquema teórico baseado nas equações da Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos Rodoviários (PICR). O trabalho de campo anual em toda a rede poderia ser realizado por um número razoável de técnicos e um ou dois equipamentos de medição de irregularidade longitudinal. Algumas horas por mês de microcomputador e uma pequena equipe de escritório resolveriam o problema de construção de um quadro anual de prioridades e tipos de manutenção.

B) Vida de um Pavimento.

Um problema ainda não completamente resolvido em pavimentação diz respeito ao término da vida dos pavimentos. Os americanos possuem o seu PSI, os ingleses o trilhamento, etc. No Brasil o problema não é tão facilmente resolvido.

Nas circunstâncias atuais, em que o país atravessa a maior crise econômica de sua história, torna-se um pouco exagerado querer admitir valores limites de trincamento ou de irregularidade longitudinal para definir necessidades de manutenção.

Os técnicos ou os pesquisadores não podem fugir a realidade de seu tempo. O quadro abaixo elucida a afirmação:

DATA	EVENTO HISTÓRICO	O PAVIMENTO CHEGOU AO FIM DE SUA VIDA ÚTIL QUANDO..
1973-1976	Auge do "Milagre Econômico"	Os usuários reclamam do conforto do pavimento.
1983-1985	Auge da Crise Econômica	As motoniveladoras estiverem conservando o pavimento asfáltico.
19...-20..	Situação Intermediária	O custo anual dos usuários mais o custo de manutenção sejam tais que tornem a restauração economicamente viável.

Portanto o problema de definir vida de um pavimento além de ser um problema econômico pode ser um problema psicológico. Torna-se um problema técnico-econômico em condições de normalidade econômica.

Para os pavimentos de baixo custo , construídos em estradas de tráfego médio a baixo, em ligações de vizinhança, onde até pouco tempo atrás dominavam os atolados nos dias de chuva e as nuvens de poeira na seca, a definição do critério de fim de vida útil continua sendo problemática.

Recomenda-se, a nível de DER/PR, que seja criada uma divisão de administração de pavimentos com o objetivo inicial de prover o órgão com prioridades de manutenção e previsões de custos de restauração. Os instrumentos básicos de trabalho deverão ser as equações da PICR. No futuro esta divisão se encarregará de formular as estratégias de manutenção e da retroalimentação dos projetos e da construção.

1.2) SOLO ARENOSO FINO

Os solos arenosos finos semelhantes aos Arenitos Caiuá e Baurú existem certamente nos Estados de Mato Grosso do Sul, Mato Grosso e Goiás, além do Paraná e São Paulo. As formações citadas não são as únicas a produzirem solos arenosos finos. Conhecem-se, no Estado do Paraná, as formações Botúcatu, Rio Bonito e sub-grupo Itararé com fácies arenosos finos bem definidos e que já produziram bases, infelizmente pouco estudadas.

A primeira pesquisa sugerida é a geológica. O material é por demais importante para deixá-lo a mercê de descobertas fortuitas.

As bases de solo arenoso fino tem-se comportado convenientemente para tráfegos médios, com espessuras de até 15cm, desde que o subleito seja também de solo arenoso fino. Inicia-se, no Estado, a construção de bases de S.A.F. com 15cm de espessura sobre argilas vermelhas e tráfego baixo. É necessário acompanhar o desempenho desses novos pavimentos e definir espessuras mínimas.

A figura VI-1 mostra que até uma distância de transporte médio de 52km, o SAF concorre em preço

com a brita graduada a uma distância de 10 km. Na região fronteira entre as ocorrências solo arenoso fino e de formações que produzem rocha britável é muito proveitosa esta comparação dos preços.

As classificações clássicas de solos para fins rodoviários ao geotécnicos, tais como a HRB e classificação unificada tem-se demonstrado quase inúteis na definição dos solos arenosos finos. Existem bons S.A.F., próprios para bases nos grupos A-3, A-2-4, A-2-6, A-4 e A-6 da classificação HRB. Por outro lado o grupo SC da classificação unificada

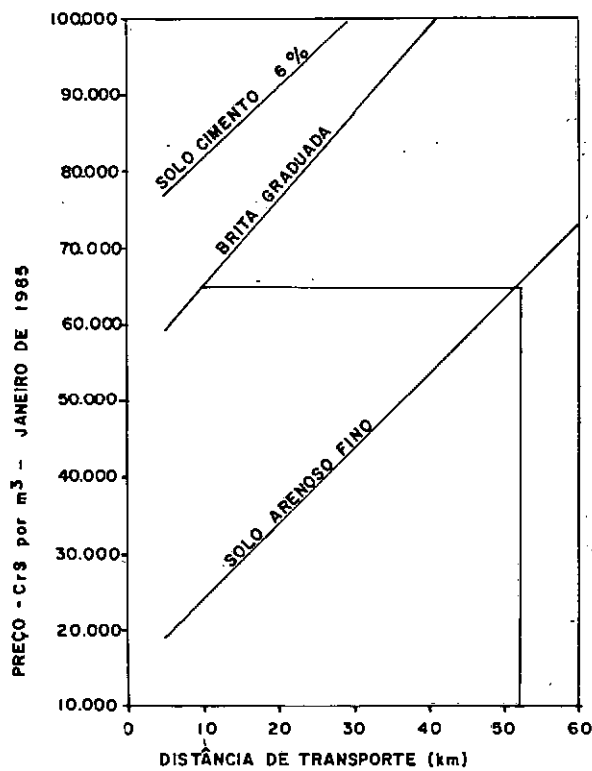


FIG.VI-1- COMPARAÇÃO DE PREÇOS ENTRE O S.A.F.,
BRITA GRADUADA E SOLO CIMENTO A 6% -
JAN. 1985

inclui tantos materiais diferentes dos S.A.F. que a sua simples inclusão no grupo não possui maior significado. A nova classificação apresentada por NOGAMI, embora muito trabalhosa, informa muito mais sobre o solo do que as anteriores. O DER/PR já iniciou a aplicação desta nova classificação em projetos de pesquisas no Paraná e outros Estados.

Recomenda-se o uso intenso da nova

classificação como meio de aperfeiçoá-la e torná-la mais útil.

Os S.A.F. ainda são pouco conhecidos quanto as suas propriedades elásticas. Recomenda-se realizar ensaios triaxiais de carga repetida com amostras tomadas das bases prontas, na umidade de equilíbrio. Os ensaios sobre amostras moldadas devem ser realizadas em amostras compactadas no laboratório, em umidade 2% menor que a umidade ótima e densidade próxima à máxima da energia desejada.

Quanto ao conhecimento mais profundo das propriedades dos S.A.F. recomenda-se o estudo mineralógico e roengtenométrico da fração fina.

Sugere-se que seja mantido o valor de 60% para ISC mínimo na energia modificada de aceitação de camada de base e que o grau de compactação de 95% seja aceito no campo. Nessas condições o S.A.F. quando atinge a umidade de equilíbrio, apresenta ISC de campo entre 120 e 200%.

Devido a extrema dispersão dos resultados do limite de plasticidade entre os vários laboratórios e laboratoristas e a uma certa falta de clareza dos técnicos quanto ao uso da classificação de NOGAMI, torna-se difícil propor uma especificação para as bases de S.A.F. Para o DER/PR, com laboratoristas de formação mais homogênea, pode-se admitir um valor de índice de plasticidade máximo de 18% e mínimo de 5% para bases.

Do ponto de vista de compactação de campo ainda se conhece pouco sobre os S.A.F. sugere-se uma linha de pesquisa que procure determinar os melhores equipamentos compactadores, número de passadas, frequências e amplitudes.

1.3) ARGILAS VERMELHAS DE BASALTO

Difícilmente as A.V.B. deixarão a categoria de subleito para passarem a camadas mais nobres do pavimento. Entretanto, não está definitivamente provado que a técnica do solo-cal deva ser abandonada quanto a esse material.

As experiências de Pato Branco-Itapejara D'Oeste e Dois Vizinhos-Foz do Chopim não foram conclusivas devido a falta de acompanhamento tecnológico mais especializado na época da construção. Por outro lado, a atual estrutu

ra de preços faz com que o custo do solo-cal seja igual ao do solo cimento. Como pode ser visto na figura VI-1 este preço é mais alto do que o da brita graduada. Nas atuais circunstâncias seria desavisado propor pesquisa de solo-cal para as A.V.B.

Das A.V.B. faltam ainda estudos mineralógicos e roengtenométricos para um conhecimento básico mais aprofundado. Algumas diferenças de comportamento entre A.V.B. devem ser reflexo da composição mineral ou química; por exemplo, encontram-se entre elas ISC variando entre 8% e 25% na energia normal.

A pesquisa mais urgente sobre as A.V.B. é a determinação das espessuras de pavimentos necessárias para a sua proteção, em função do tráfego, tempo de projeto, etc. Recomenda-se a construção de experimentos de espessuras em alguns trechos em construção e o seu acompanhamento sistemático. Os pavimentos estudados não poderão se afastar muito da prática comum da região: sub-base de macadame seco ou bica corrida, base de brita graduada e revestimentos de tratamentos superficiais ou pré-misturados a frio.

Estes experimentos deverão produzir melhores conhecimentos sobre umidades de equilíbrio das A.V.B. Com os dados atuais, recomenda-se que os ensaios de resistência onde módulos resilientes das A.V.B. sejam realizadas sobre amostras indeformadas ou sobre corpos de prova moldados em umidades 2% abaixo da ótima e a 95% da densidade máxima da energia normal.

1.4) BASALTO ALTERADO (SAPROLITO)

Até poucos anos atrás os basaltos alterados eram vistos pelo projetista ou pelo construtor como materiais que deveriam ser evitados. Em alguns casos era recomendado que os terrenos de basalto alterado deveriam ser recobertos com uma camada de A.V.B. para que se pudesse construir o pavimento.

Hoje, no entanto, existem cerca de 150 km de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná, com sub-base de basalto alterado. O conhecimento a cerca desses materiais, no entanto, não aumentou. Arrolam-se a seguir as li-

nhas de pesquisas básicas e aplicadas recomendadas para este material.

A- Definição Geológica e Geotécnica

As ocorrências de saprolitos basálticos possuem duas características que dificultam a definição de jazidas: imprecisão dos contatos geológicos e variabilidade lateral e em profundidade. Cabe à pesquisa definir os métodos mais adequados de prospecção.

B- Caracterização Petrográfica e Mineralógica

Ainda não se possui uma classificação dos basaltos alterados quanto a sua petrografia e mineralogia. Recomenda-se uma linha de pesquisa básica nessa direção.

C- Caracterização Geotécnica, Compactação, Resistência e Durabilidade.

Nenhum dos ensaios tradicionais utilizados em laboratórios de pavimentação ou mesmo de mecânica dos solos permite caracterizar os saprolitos basálticos. É necessário desenvolver métodos e equipamentos para estudar este material e outros saprolitos.

D- Compactação e Controle de Qualidade

Em qual umidade e densidade que os saprolitos basálticos devem ser construídos ? Qual é o melhor método de controle dessas condições ? As respostas a estas duas perguntas constituem parte fundamental da especificação de serviço desses materiais e ainda não estão respondidas.

E- Condições de Equilíbrio de Campo

Os saprolitos basálticos são os únicos materiais estudados nesse trabalho em que a umidade de equilíbrio está acima da umidade ótima de laboratório. O que não se garante é se a umidade ótima da compactação de laboratório, em cilindros de 15,0cm de diâmetro, tenha alguma coisa a ver com a umidade ótima da compactação de campo.

Todos os cinco item anteriores indicam uma só coisa: não se conhece praticamente nada a respeito dos saprolitos basálticos. Paradoxalmente no entanto, este material está sendo utilizado, com sucesso, em sub-bases rodoviárias. Recomenda-se as instituições de pesquisa abrir linhas de estudo desse material.

1.5) AGREGADOS BASÁLTICOS

O maior problema das rochas basálticas é a obtenção, de forma econômica, de agregados bem graduados. A quantidade de finos produzido, geralmente é insuficiente na maior parte das plantas de britagem.

Nesse caso duas linhas de pesquisa são sugeridas: uma linha de pesquisa industrial em que o objetivo seja montar a melhor planta de britagem para a obtenção das faixas clássicas de Talbot.

A segunda linha de pesquisa é mais básica, diz respeito a própria concepção de estabilidade de Talbot. Já está demonstrado (INGLES e METCALF, 1, KÉZDI, 2) que podem existir outras curvas granulométricas de alta massa específica aparente, diferentes das curvas utilizadas pelos órgãos rodoviários. Recomenda-se uma linha de pesquisa que busque a adequação dessas outras concepções de estabilidade para as condições tropicais.

2.0) FINAL

Este trabalho foi construído como se fosse uma colcha de retalhos onde se entremeiam tecidos das mais diversas qualidades. É também um livro de memórias de um autor vivo e como tal não deveria ter um final, mas a promessa de um próximo volume.

B I B L I O G R A F I A

- 1) INGLES, O.G. and METCALF, J.B. - Soil Stabilization, Principles and Practice - Butterworths - Sydney, 1972.
- 2) KÉZDI, Á. - Stabilized Earth Roads - Elsevier, Amsterdam , 1979.